



**DOTTORATO DI RICERCA IN
INGEGNERIA GEOTECNICA
- XX CICLO - S.S.D.: ICAR/07**

Rodolfo Puglia

**ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE
DI SAN GIULIANO DI PUGLIA**

Tutore:

Prof. Francesco Silvestri

Coordinatore:

Prof. Nicola Moraci

Co-tutori:

Prof. Giuseppe Lanzo

Prof. Marco Mucciarelli

INDICE

1. INTRODUZIONE	5
1.1 Obiettivi della ricerca	5
1.2 Organizzazione del testo.....	10
2. IL FENOMENO DELL'AMPLIFICAZIONE LOCALE	13
2.1 Effetti stratigrafici (1D)	15
2.2 Effetti di bordo (valli alluvionali)	22
2.3 Effetti topografici	27
2.4 Casi di studio di amplificazione locale in depositi argillosi	29
2.4.1 Tarcento (1976)	29
2.4.2 Città del Messico (1985)	31
2.4.3 EuroSeisTest.....	35
3. LA SERIE SISMICA DEL 2002	39
3.1 Sismicità storica	41
3.2 Le scosse principali	46
3.3 Gli aftershocks	49
3.4 Studi sismologici	64
3.4.1 La sorgente	65
3.4.2 Le leggi di attenuazione.....	66
3.4.3 La simulazione dell'evento principale	69
4. STUDI SUL SOTTOSUOLO DI SAN GIULIANO DI PUGLIA	78
4.1 Indagini geologiche	79
4.1.1 Modello DPC-UniMol	82
4.1.2 Modello UniCal-PoliBa.....	84
4.1.3 Modello CNR-INGV.....	85
4.1.4 Modello UniFe-INOGS.....	87
4.2 Indagini geofisiche	91
4.2.1 Geoelettriche.....	91
4.2.2 Gravimetriche.....	94
4.2.3 Sismiche di superficie	96
4.3 Indagini geotecniche.....	99
4.3.1 Indagini in situ.....	100
4.3.1.1 Prove down-hole e cross-hole.....	104
4.3.2 Prove di laboratorio.....	107
5. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO	117
5.1 Geometria del bedrock.....	117
5.2 Elaborazioni sezioni stratigrafiche	120
5.3 Modelli geotecnici di sottosuolo	130
6. VALIDAZIONE DEI MODELLI	138
6.1 Risposta a segnali sintetici (wavelets).....	143
6.2 Risposta a segnali registrati (aftershocks)	149
6.3 Analisi della compatibilità attraverso parametri sintetici.....	159
6.4 Influenza della variabilità locale della stratigrafia	161
7. SIMULAZIONI NUMERICHE DELL' EVENTO PRINCIPALE.....	166
7.1 Confronto tra i modelli 2D	166
7.2 Confronto tra modelli 2D e 3D	173

7.3 Confronto tra simulazioni e danneggiamento	177
CONCLUSIONI.....	195
APPENDICE	198
A.1 Confronti con le indicazioni della normativa sismica nazionale.....	198
A.2 Segnali registrati dalla rete accelerometrica DPC	200
A.3 Analisi FEM con il software QUAD4M	207
A.3.1 Analisi numeriche QUAD4M con dominio inferiore trasmittente.....	210
A.4 Prove SDMT	215
BIBLIOGRAFIA.....	219

1. INTRODUZIONE

1.1 Obiettivi della ricerca

Il 31 ottobre 2002 ebbe inizio la sequenza sismica del Molise, caratterizzata da due eventi principali di moderata intensità che si sono succeduti nell'arco di poche ore. Il primo di essi, con magnitudo momento M_W pari a 5.8 (Franceschina *et al.*, 2007), è stato origine del crollo di un'ala della scuola elementare "Francesco Jovine" a San Giuliano di Puglia (CB), ove persero la vita 27 bambini ed un'insegnante. Al contrario gli edifici limitrofi subirono seri danni, senza tuttavia rovinare al suolo.

E' bene precisare sin da subito che l'oggetto di questo studio non vuole essere l'analisi delle cause del crollo della scuola elementare "Francesco Jovine", bensì un'analisi di Risposta Sismica Locale (RSL) del centro urbano di San Giuliano di Puglia, orientata alla comprensione della distribuzione del danneggiamento indotto dalla sequenza sismica iniziata il 31 ottobre. Infatti nell'area colpita dal sisma sono presenti diversi centri abitati; San Giuliano di Puglia, sebbene non fosse meno distante di altri dagli epicentri, è stato quello maggiormente danneggiato.

Dopo gli eventi sismici, a San Giuliano di Puglia è stato osservato un grado di danneggiamento pari al VIII-IX grado della scala MCS, mentre negli altri Comuni presenti nell'area epicentrale la stima è stata al limite pari al VII (Stucchi *et al.*, 2007). Il motivo di tale discrepanza è da ricercarsi negli importanti fenomeni di amplificazione sismica che hanno interessato le aree di più recente costruzione di San Giuliano di Puglia, edificate, a partire dagli anni '30, su un deposito di marne argillose di spessore pari ad alcune centinaia di metri. In queste aree, il grado di danneggiamento è stato sensibilmente più elevato (Figura 1.1a e Figura 1.2), rispetto quello osservato negli edifici storici del paese (Figura 1.1b e Figura 1.3), fondati invece su di una formazione flyschoidale.

L'anomalia riscontrata a San Giuliano di Puglia, dove gli edifici più antichi sono stati meno danneggiati di quelli di quelli più recenti (Figura 1.4b), non è poi così paradossale se si pensa alla frase del Vangelo: *"Perciò chiunque ascolta queste mie parole e le mette in pratica, è simile a un uomo saggio che ha costruito la sua casa sulla roccia. Cadde la pioggia, strariparono i fiumi, soffiarono i venti e si abbatterono su quella casa, ed essa non cadde, perché era fondata sopra la roccia."* (Matteo 7:24,25). Nello

sviluppo storico del centro abitato, infatti, l'insediamento è stato inizialmente concentrato sul rilievo a Sud costituito dall'affioramento della formazione rocciosa, e successivamente esteso verso Nord; interessando il crinale formato dalle marne argillose.



Figura 1.1 - Edifici nella zona di più recente costruzione (a) e nel centro storico (b) di San Giuliano di Puglia (Mauro *et al.*, 2003).



Figura 1.2 - Alcuni edifici lungo il corso "Vittorio Emanuele III" (Mauro *et al.*, 2003).

Prima della sequenza del 2002 non si riteneva che il Molise orientale fosse un'area sismica, in quanto non vi erano fonti storiche, né dati strumentali, né tanto meno evidenze superficiali che potessero far sospettare l'esistenza di strutture sismogenetiche attive. In Figura 1.5 sono stati georeferenziati i dati del *Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani* (CPTI working group, 2004) in termini di magnitudo momento, ed alcuni tematismi del *Database of Potential Sources for Earthquakes Larger than M 5.5 in Italy* (DISS working group, 2007). Nella figura è possibile osservare la distanza relativamente elevata di San Giuliano di Puglia da qualsiasi epicentro anteriore al 2002, se si esclude un dato riferito ad un evento sismico del 1125 assai dubbio. Il *gap* sismico, cioè la mancanza di strutture

sismogenetiche nell'area di studio, è stato quindi colmato con le sorgenti identificate in base all'analisi della recente sequenza (cfr. §3.1).



Figura 1.3 - Chiesa di "San Giuliano" (a) ed annesso campanile (b) (Mauro *et al.*, 2003).

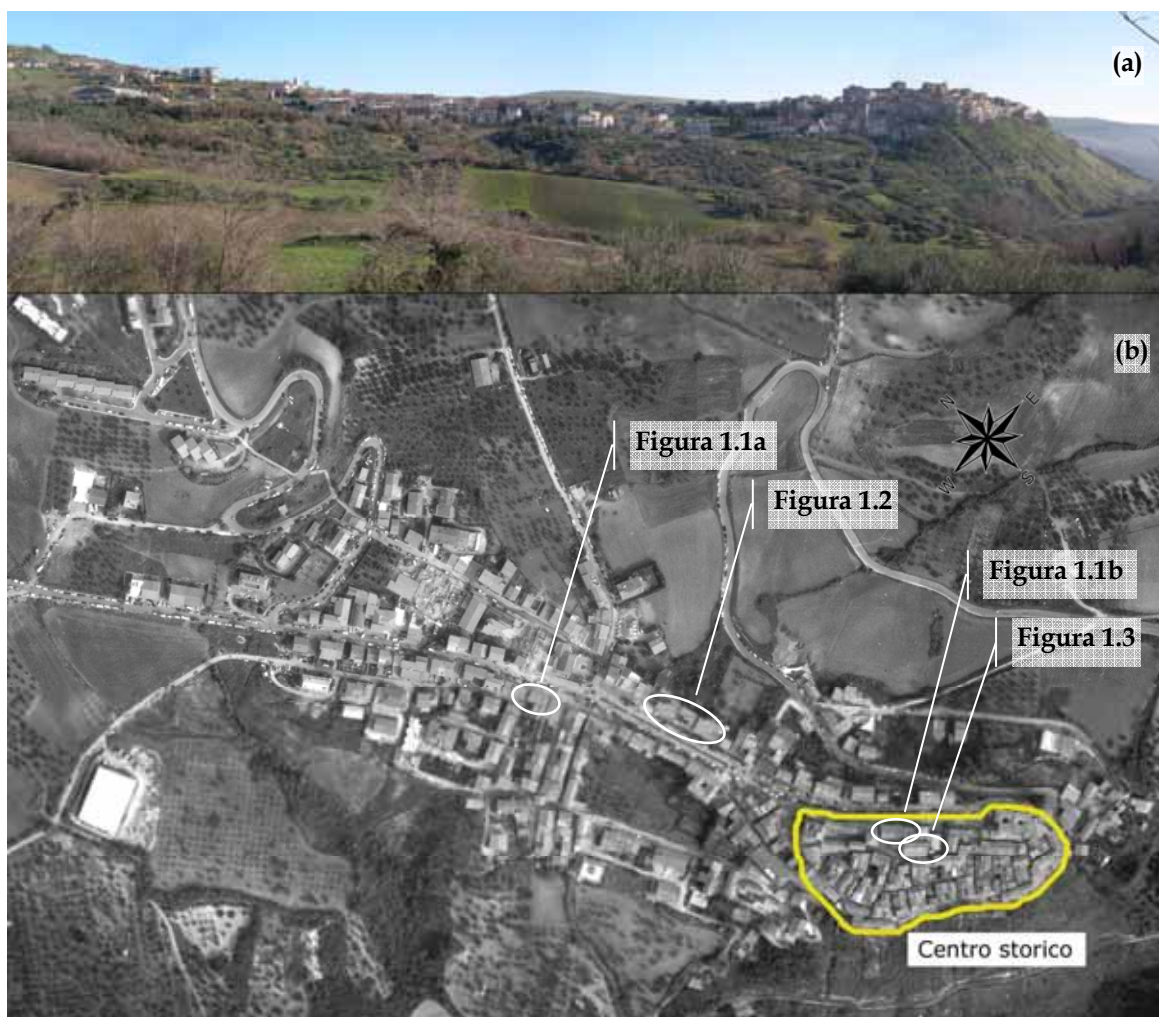


Figura 1.4 - Vista di San Giuliano di Puglia (a) (Mauro *et al.*, 2003) e foto aerea scattata alcuni giorni dopo l'evento sismico del 2002 (b) (Baranello *et al.*, 2003).

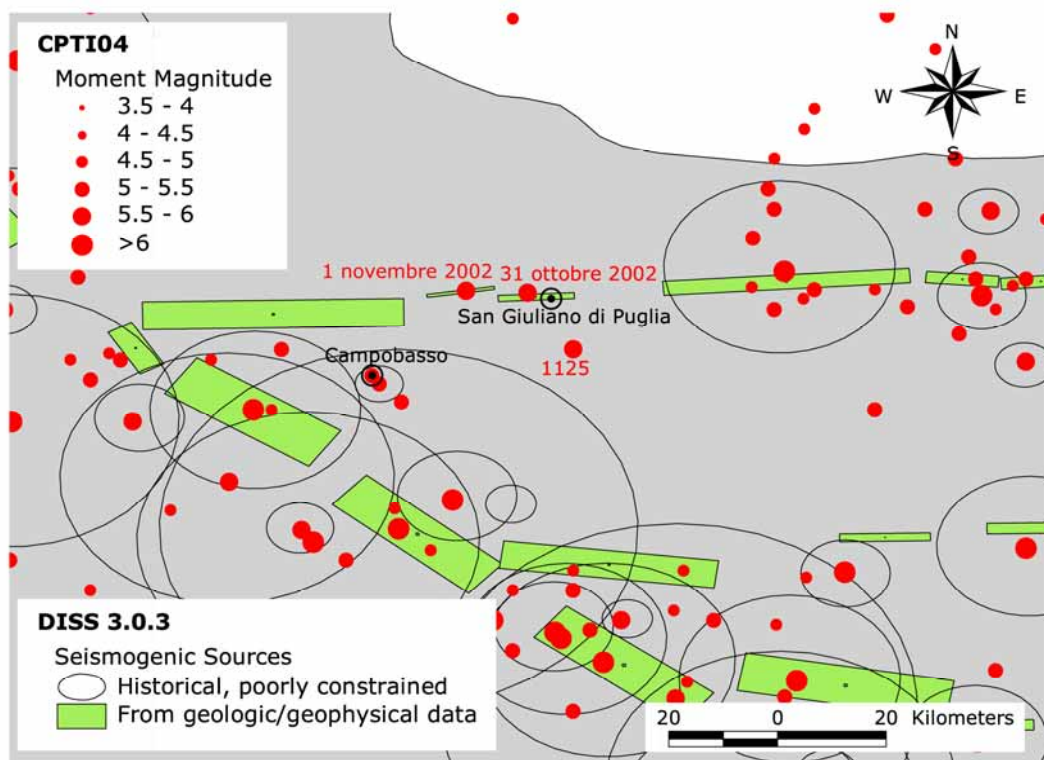


Figura 1.5 - Eventi sismici contenuti nel CPTI04 (CPTI working group, 2004), e sorgenti sismogenetiche nel DISS 3.0.3 (DISS working group, 2007).

L'aggiornamento delle basi di dati sismici, e gli studi ad esso connessi, hanno recentemente prescritto l'adeguamento della mappa di classificazione sismica tramite l'Allegato Tecnico 1 all'OPCM 3274 (2003), emesso in sostituzione al Decreto MLP del 14/07/1984 (Figura 1.6). L'OPCM 3274 modifica l'attribuzione delle zone sismiche per diversi territori comunali della Regione Molise. Gran parte dei Comuni situati nella zona orientale della Regione, tra cui San Giuliano di Puglia, sono passati dalla categoria NC (non classificato) alla 2 (cfr. §A.1).

A seguito dell'evento del 31 ottobre il DPC (Dipartimento della Protezione Civile) ha proceduto, d'intesa con la Procura di Larino, all'esecuzione di accurate indagini di tipo geologico, geotecnico e sismico nonché analisi dettagliate della vulnerabilità e del danneggiamento degli edifici nel centro abitato di San Giuliano di Puglia. Questi studi, coordinati dal Servizio Sismico Nazionale (SSN), hanno condotto alla microzonazione sismica dell'area urbana al fine della ricostruzione del centro abitato (Baranello *et al.*, 2003). Gli studi su San Giuliano di Puglia sono stati poi estesi nel Progetto S3, attivato nell'ambito della convenzione 2004-2006 con l'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV).

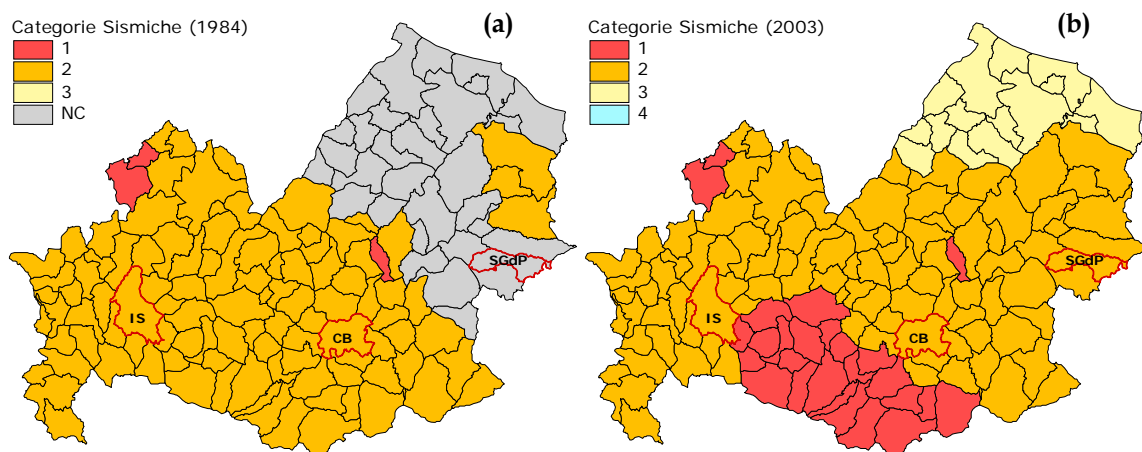


Figura 1.6 - Mappe di classificazione sismica della Regione Molise in vigore fino al 2003 (a) e dopo il 2003 (b); in entrambe, sono evidenziati i limiti dei Comuni di Isernia (IS), Campobasso (CB) e San Giuliano di Puglia (SGdP)¹. I Comuni indicati in Figura 1.6a come non classificati (NC) devono essere intesi come appartenenti alla zona 4 della versione 2003 della mappa di classificazione sismica.

Il “Progetto S3 – Scenari di scuotimento in aree di interesse prioritario e/o strategico”, coordinato dalla Dr.ssa Francesca Pacor (INGV, sede di Milano) e dal Prof. Marco Mucciarelli (Università della Basilicata), si è posto come obiettivo generale il calcolo di scenari di scuotimento in alcune aree italiane nel caso di accadimento del terremoto massimo credibile (*Maximum Credible Earthquake*).

Tra le aree di validazione, aree cioè dove si è tentato di riprodurre un fenomeno sismico realmente accaduto, è stata individuata quella ricoperta dai Comuni maggiormente danneggiati dal recente terremoto del basso Molise del 31 ottobre 2002. In particolare, l’obiettivo del Task 3 è stato quello di generare “*Scenari di scuotimento al bedrock e al sito nei Comuni di Bonefro, San Giuliano di Puglia, Colletorto, Santa Croce di Magliano e Ripabottoni*”, Comuni che hanno subito danni ingenti per via dalla sequenza sismica iniziata il 31 ottobre del 2002. L’UR7, il cui responsabile scientifico è il Prof. Francesco Silvestri, ha coinvolto la partecipazione di ricercatori di ingegneria geotecnica di 4 diverse Università (Università della Calabria; Università di Napoli “Federico II”; Università degli Studi di Roma “La Sapienza”; Università degli Studi del Sannio). Il gruppo di ricerca ha partecipato al Task 3 con uno studio coordinato sugli aspetti geotecnici, sia sperimentali e sia numerici, rilevanti sulla risposta sismica locale del centro abitato.

¹ Il Comune piuttosto stranamente classificato in categoria 1 ubicato a Nord-Est di Campobasso è Castellino del Biferno.

Il presente lavoro vuole essere un approfondito resoconto degli studi eseguiti nell'ambito del Progetto S3 dall'UR7, ma fa riferimento anche ai contributi di altre unità di ricerca impegnate nello stesso Task.

1.2 Organizzazione del testo

Il diagramma di flusso in Figura 1.7 sintetizza il metodo adottato per eseguire le analisi di scenario nel presente lavoro di ricerca.

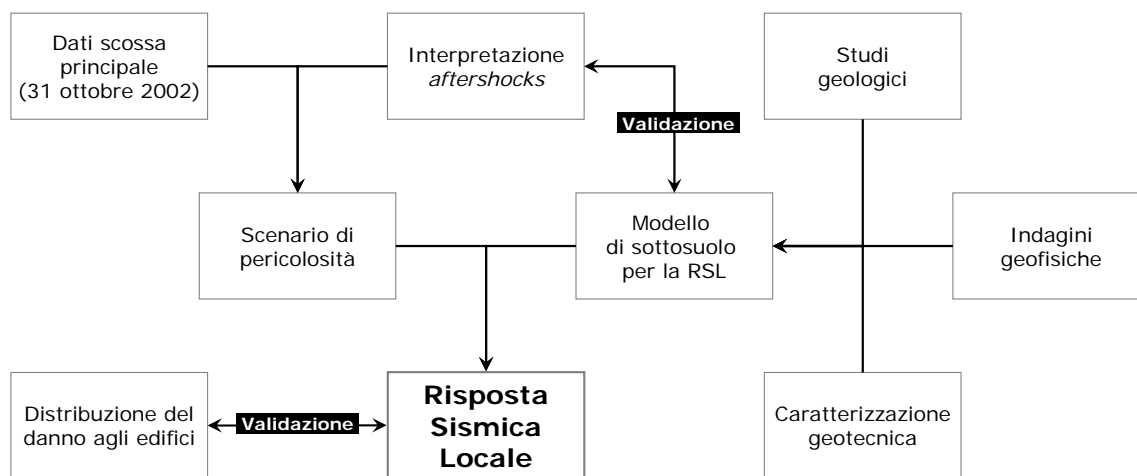


Figura 1.7 - Diagramma di flusso per le analisi di scenario di S. Giuliano di Puglia.

Dopo un'analisi preliminare della letteratura con riferimento ad alcuni casi di studio nazionali ed internazionali di carattere simile (Capitolo 2), il Capitolo 3 è dedicato allo studio della pericolosità sismica del sito, con riferimento a dati storici (§3.1) e, soprattutto, strumentali, acquisiti nel corso della recente sequenza. Gli aspetti relativi alla scossa del 31 ottobre sono approfonditi nel §3.2, mentre nel §3.3 sono analizzate le registrazioni della rete accelerometrica mobile installata da DPC nel centro urbano di San Giuliano di Puglia. Tali registrazioni, interpretate in termini di fattori di intensità spettrale e rapporti spettrali, hanno permesso di verificare amplificazioni sismiche molto elevate, per le zone di più recente costruzione, nell'intero campo di frequenze in cui può essere ascrivito il patrimonio edilizio del paese.

Lo scenario di pericolosità di riferimento è stato definito in base agli studi condotti nell'ambito del Task 1 del Progetto S3. In particolare, sono stati esaminati circa 2000 sismogrammi registrati dalla RAN (Rete Accelerometrica Nazionale) e dalle reti mobili installate nell'area epicentrale alcuni giorni dopo il

mainshock; tali segnali hanno consentito la calibrazione di leggi di attenuazione specifiche per l'area di studio (§3.4.2). Inoltre è stato generato un sismogramma sintetico al *bedrock* del terremoto del 31 ottobre, validato sulla base dei segnali registrati delle stazioni accelerometriche della RAN attivate durante l'evento (§3.4.3).

La prima parte del Capitolo 4 riassume e confronta diversi studi geologici sul sottosuolo di San Giuliano di Puglia. Gli studi geologici suggeriscono diverse ipotesi in merito ai contatti stratigrafici ed alla morfologia profonda delle due formazioni principali, il flysch di Faeto e le marne argillose di Toppo Capuana (§4.1). L'elevato spessore della formazione argillosa (fino a 300m) è fortemente influente sulla risposta sismica locale alle basse frequenze. Le ipotesi geologiche sono quindi state confrontate tra loro e con i risultati delle indagini geofisiche profonde, eseguite nell'area di San Giuliano di Puglia nell'ambito del Progetto S3; queste sono consistite in 3 inversioni tomografiche geoelettriche (§4.2.1), una campagna gravimetrica di dettaglio (§4.2.2) e 2 linee sismiche a riflessione (§4.2.3). I risultati di queste indagini hanno consentito la ricostruzione di un modello geologico strutturale 3D dell'area (§4.1.4).

La seconda parte del Capitolo 4 ha riguardato la raccolta ed analisi di tutte le indagini geotecniche eseguite nel centro abitato (§4.3), con particolare riferimento alla campagna congiunta Procura-DPC, che ha permesso un'adeguata caratterizzazione geotecnica dell'unità argillosa. Durante questa campagna, nel 2003, sono state eseguite 11 prove *down-hole* e 3 prove *cross-hole* spinte anche oltre i 30 m di profondità (§4.3.1.1). Sui campioni di terreno prelevati, diversi laboratori hanno eseguito, usuali prove di classificazione, numerose prove di compressione edometrica e isotropa, triassiali non drenate e di taglio torsionale ciclico e dinamico (§4.3.2). I parametri meccanici attribuiti all'unità flyschoidale provengono invece da un'unica prova *down-hole*, eseguita nel corso della campagna di indagini geognostiche eseguite tra il 2004 ed il 2005 per la ricostruzione del paese.

Il modello geotecnico di sottosuolo per l'analisi di risposta sismica locale è quindi definito nel Capitolo 5. Sono illustrate le geometrie dei modelli (Basin, Wedge ed Anvil) adottati poi nelle simulazioni numeriche di risposta sismica locale della sezione longitudinale all'asse del centro urbano di San Giuliano di Puglia (§5.1). Il gran numero di sondaggi ha permesso una descrizione molto accurata dell'eterogeneità in direzione verticale ed orizzontale delle marne argillose di Toppo Capuana. L'eterogeneità stratigrafica è stata quindi espressa attraverso

metodi deterministici, dell'*Inverse Distance Weight* (IDW) e geostatistici (§5.2). Lo spessore più superficiale delle marne argillose (mediamente fino a circa 10 m di profondità), si presenta caratterizzato da un alto grado di *weathering* e da impedenza sismica più bassa delle sottostanti argille intatte. E' stata quindi esaminata l'influenza sull'amplificazione delle frequenze medio alte (oltre i 5Hz) del dettaglio stratigrafico nella caratterizzazione dell'unità argillosa degradata. Nel §5.3 sono sintetizzati i dati geotecnici presentati nel §4.3, in termini di leggi di variazione con la profondità delle velocità delle onde di taglio e di compressione. Nel Capitolo 6 sono presentati i risultati delle simulazioni numeriche 2D agli elementi finiti, eseguite allo scopo di confrontare le diverse ipotesi formulate sull'andamento del *bedrock* e sui modelli stratigrafici, e validarle in base alle registrazioni strumentali. Come moti di riferimento sono state assunte due registrazioni della rete accelerometrica mobile di San Giuliano di Puglia, effettuate sulla formazione flyschoidale, nei pressi della chiesa, nel corso degli *aftershocks* occorsi il 12 novembre (M=5.2) ed il 2 dicembre (M=4.0). Nel §6.2 lo scuotimento simulato dalla modellazione numerica è confrontato, in termini sia di parametri sintetici del moto (accelerazioni di picco, intensità di Housner), sia di spettri di risposta, con le rispettive registrazioni eseguite alla superficie dell'unità argillosa, dall'altra stazione accelerometrica DPC installata nei pressi della scuola. Nel §6.3 sono stati messi a punto una serie di parametri sintetici per la validazione dei modelli. In seguito (§6.4) l'analisi del comportamento del modello Anvil-IDW mostra l'effetto dell'eterogeneità superficiale sulla riproduzione dei moti registrati dalla rete accelerometrica DPC.

Il Capitolo 7 descrive lo scenario di scuotimento e di danno nel centro abitato indotto dal *mainshock* del 31 ottobre. Le simulazioni numeriche dello scuotimento sono state eseguite sui modelli di sottosuolo 2D validati nella fase precedente, utilizzando come *input* sismico il sismogramma sintetico prodotto dal Task 1 (§7.1). I parametri del moto sono stati confrontati sia con quelli ottenuti dall'UR3 tramite analisi 3D con il metodo degli elementi pseudo-spettrali lungo la medesima sezione (§7.2), e sia con le amplificazioni registrate dalle stazioni accelerometriche mobili di San Giuliano di Puglia durante le scosse di assestamento (§7.3). Inoltre, sempre nel §7.3, le distribuzioni del danno corrispondenti alle analisi 2D e 3D sono state elaborate a partire dallo scuotimento, attraverso una correlazione tra l'intensità di Housner e quella macrosismica, espressa secondo la scala MCS (Mucciarelli *et al.*, 2007).

2. IL FENOMENO DELL'AMPLIFICAZIONE LOCALE

Un terremoto è una perturbazione dello stato di quiete delle rocce e dei terreni causato da un improvviso rilascio di energia di deformazione lentamente accumulatasi lungo le superfici di rottura (faglie) a seguito di movimenti differenziali di parti della litosfera. Tale perturbazione si propaga dal punto in cui avviene la rottura (ipocentro) fino in superficie sotto forma di onde sismiche di diverso tipo, le cui caratteristiche variano in relazione alle proprietà geometriche e meccaniche dei materiali attraversati.

I fenomeni connessi con la definizione del moto sismico sulla superficie di un sito di interesse in condizioni *free-field* (cioè in assenza di strutture) possono, quindi, essere idealmente raggruppati in tre categorie (Figura 2.1):

- meccanismo di sorgente, da cui dipendono intensità e direttività del sisma;
- propagazione delle onde sismiche dalla sorgente al sito;
- effetti locali del sito.

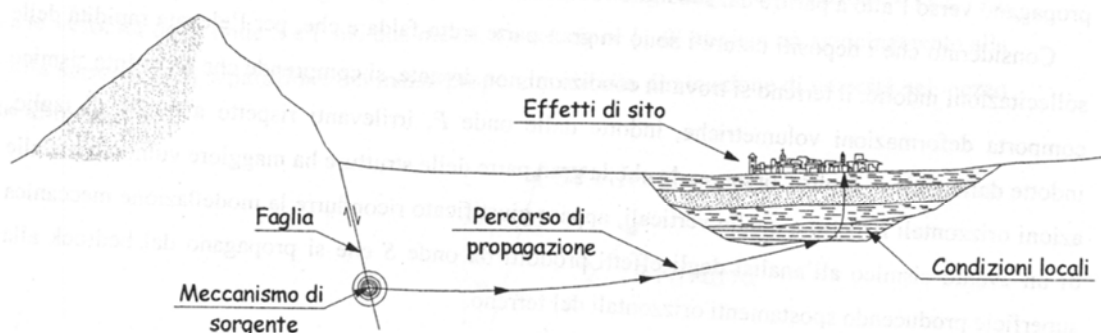


Figura 2.1 - Schematizzazione dei fenomeni che determinano il moto sismico alla superficie di un sito (da Pagliaroli, 2006).

I primi due fenomeni contribuiscono alla definizione del moto sismico di riferimento, relativo cioè alla formazione rigida di base. Tale moto può subire significativi meccanismi di riflessione, rifrazione e filtraggio di determinate frequenze, legati alle condizioni di sito. Queste dipendono dalle caratteristiche geomorfologiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e/o degli ammassi rocciosi superficiali, e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. L'insieme delle modifiche che il moto sismico di riferimento può subire, in termini di percorso, ampiezza, contenuto in frequenza e durata, per effetto delle condizioni locali, è indicato globalmente con il termine di "effetto di sito" o "risposta sismica locale".

In generale tali fenomeni sono associati:

- sia a terreni il cui comportamento sismico è “stabile”, cioè a quei terreni che, sotto le sollecitazioni prodotte da un terremoto, subiscono deformazioni permanenti limitate o comunque lontane da quelle che si avrebbero a rottura;
- sia a terreni con comportamento sismico “instabile”, anche se le discontinuità del mezzo in seguito al raggiungimento della condizione di rottura interrompono, di fatto, la propagazione di alcune onde; si pensi, ad esempio, ai fenomeni di liquefazione.

Gli effetti di sito sono in genere il risultato della combinazione dei molteplici fenomeni fisici (riflessioni multiple, diffrazione, focalizzazione, risonanza, etc.) che le onde subiscono in corrispondenza delle eterogeneità e delle discontinuità degli strati più superficiali e in corrispondenza delle irregolarità topografiche. Dal punto di vista operativo, è utile distinguere gli effetti di sito in relazione al principale fenomeno fisico a cui sono dovuti. Si hanno, pertanto (Figura 2.2):

- effetti stratigrafici (o 1D);
- effetti di bordo (o di valle);
- effetti topografici.

A questa classificazione, inoltre, corrispondono differenti metodi e strumenti per la valutazione quantitativa della risposta sismica locale.

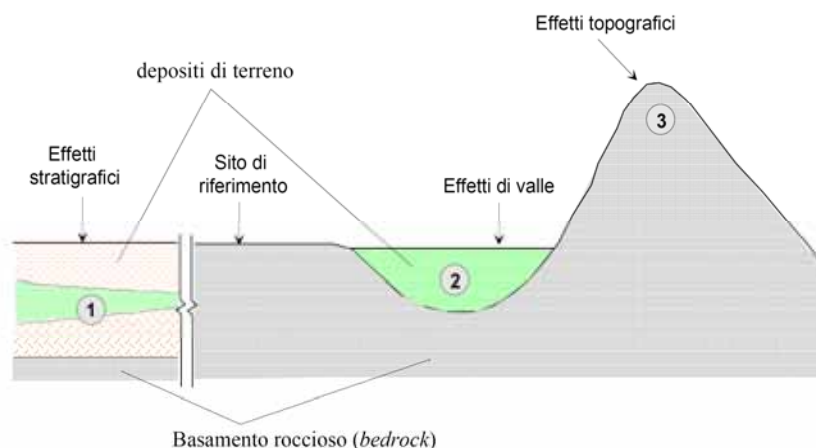


Figura 2.2 - Tipiche configurazioni responsabili di effetti di sito (stratigrafici, di bordo e topografici) rispetto ad un sito roccioso con superficie libera orizzontale (sito di riferimento) (Lanzo, 2005).

Dal punto di vista pratico, la risposta sismica locale viene valutata attraverso differenti metodi (numerici, sperimentali, etc.) per confronto con un sito di riferimento assoluto, costituito da un affioramento rigido e piano, o relativo alla scala del problema in esame, del basamento roccioso (*bedrock*) presente nell'area.

Nel seguito sono richiamati alcuni fondamenti teorici ed evidenze sperimentali con riferimento agli effetti stratigrafici, ad effetti di bordo (valli alluvionali) e, brevemente, a quelli topografici. Infine si descrivono alcune *case histories* di effetti di sito in depositi argillosi nazionali ed internazionali.

2.1 Effetti stratigrafici (1D)

Con effetti stratigrafici o monodimensionali (1D) si definisce l'insieme delle modifiche che un moto sismico subisce propagandosi, in direzione pressoché verticale, all'interno di un deposito a superficie libera piana, caratterizzato da stratificazione sostanzialmente orizzontale e trascurabili variazioni laterali, cioè esente da effetti di bordo (cfr. §2.2).

Da un punto di vista fisico, le ipotesi di stratificazione orizzontale, di superficie libera piana e di incidenza verticale delle onde di volume comportano l'assenza di onde di superficie e l'esclusione di fenomeni di conversione modale¹. Ciò significa che la fase delle onde incidenti alla base del deposito, ad esempio delle onde di taglio S, corrisponde a quella di onde riflesse e rifratte, sempre di tipo S.

Gli effetti di sito di tipo stratigrafico sono essenzialmente dovuti a fenomeni di:

- “intrappolamento” delle onde sismiche nel deposito, per effetto di riflessioni multiple, a seguito del contrasto di impedenza tra i terreni costituenti il deposito, e tra il deposito ed il basamento roccioso sottostante;
- risonanza tra onde sismiche riflesse e incidenti, in relazione alle condizioni stratigrafiche del sottosuolo, alle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni e al contenuto in frequenza predominante del moto sismico.

I caratteri essenziali degli effetti di sito di tipo stratigrafico possono essere compresi facendo riferimento ad un semplice schema monodimensionale costituito da un deposito di terreno omogeneo, di spessore H , poggiante su un basamento soggetto a onde di taglio con direzione di propagazione verticale. Il terreno si assume a comportamento visco-elastico lineare con densità ρ , velocità delle onde di taglio V_s e rapporto di smorzamento D , mentre i corrispondenti parametri per il basamento sono ρ_b , $V_{s,b}$ e $D_b=0$.

La variazione del moto sismico può essere efficacemente valutata, rapportando i parametri del moto alla superficie del deposito a quelli sull'affioramento del

¹ Conversione modale: generazione di onde di carattere diverso (di compressione, di taglio o di Rayleigh) a partire da una onda incidente su di una discontinuità.

basamento (sito di riferimento). L'analisi teorica del problema (Kramer, 1996; Lanzo e Silvestri, 1999) evidenzia che, nell'ipotesi che le onde di taglio incidenti siano sinusoidi di frequenza f , l'accelerazione su affioramento rigido e quella alla superficie del deposito sono anch'esse sinusoidi di frequenza f e di ampiezze rispettivamente $a_{MAX,R}$ e $a_{MAX,S}$. Il rapporto $a_{MAX,S}/a_{MAX,R}$ è definito "fattore di amplificazione", e dipende dalla frequenza dell'eccitazione armonica, dal rapporto di smorzamento del terreno D e dal contrasto di impedenza sismica tra basamento e deposito di terreno $I = (\rho_b \cdot V_{s,b}) / (\rho \cdot V_s)$.

La variazione del fattore di amplificazione con la frequenza definisce la funzione di amplificazione $A(f)$ del deposito, il cui tipico andamento, per un assegnato valore del rapporto di impedenza I e del rapporto di smorzamento D , è mostrato in Figura 2.3. Si nota che il moto sismico è amplificato in corrispondenza di determinate frequenze definite frequenze naturali, f_n , di vibrazione del deposito:

$$f_n = \frac{1}{T_n} = \frac{V_s (2n-1)}{4H} \quad n = 1, 2, \dots, \infty \quad \text{Equazione 2.1}$$

mentre risulta attenuato per le elevate frequenze, a causa dello smorzamento del terreno D . Di particolare interesse è la prima frequenza naturale f_1 , denominata "frequenza fondamentale" (o, analogamente, il primo periodo naturale, T_1 , definito "periodo fondamentale"):

$$f_1 = \frac{1}{T_1} = \frac{V_s}{4H} \quad \text{Equazione 2.2}$$

in corrispondenza della quale la funzione di amplificazione assume un valore massimo pari a:

$$A_{MAX}(f_1) = \frac{1}{\frac{1}{I} + \frac{\pi}{2} \cdot D} \quad \text{Equazione 2.3}$$

Le frequenze di risonanza del deposito, in campo lineare, sono indipendenti dall'azione sismica e sono pertanto una caratteristica del sito in esame. Ne consegue che i fenomeni di amplificazione più gravosi si hanno per sollecitazioni sismiche caratterizzate da un contenuto energetico maggiore in corrispondenza delle frequenze naturali del sistema e, in modo particolare, per frequenze prossime a quella fondamentale del banco.

Nonostante le semplificazioni del modello assunto, le relazioni precedenti indicano quali sono i parametri geotecnici che governano il fenomeno di amplificazione. In particolare la velocità delle onde di taglio, V_s , e lo spessore del

banco, H , assumono particolare importanza nella stima della frequenza fondamentale del deposito, che varia tipicamente tra 0.2Hz (per depositi molto spessi ovvero estremamente soffici) e 10Hz (per depositi molto sottili ovvero più rigidi).

Il valore massimo dell'amplificazione valutato per la frequenza fondamentale, $A_{MAX}(f_1)$, o più in generale in corrispondenza delle frequenze naturali, dipende dal contrasto di impedenza tra i terreni del deposito e il basamento sottostante (I) e dalle caratteristiche dissipative dei terreni (D). Dall'Equazione 2.3 si osserva come l'amplificazione spettrale cresca con il contrasto di impedenza e col decrescere del rapporto di smorzamento.

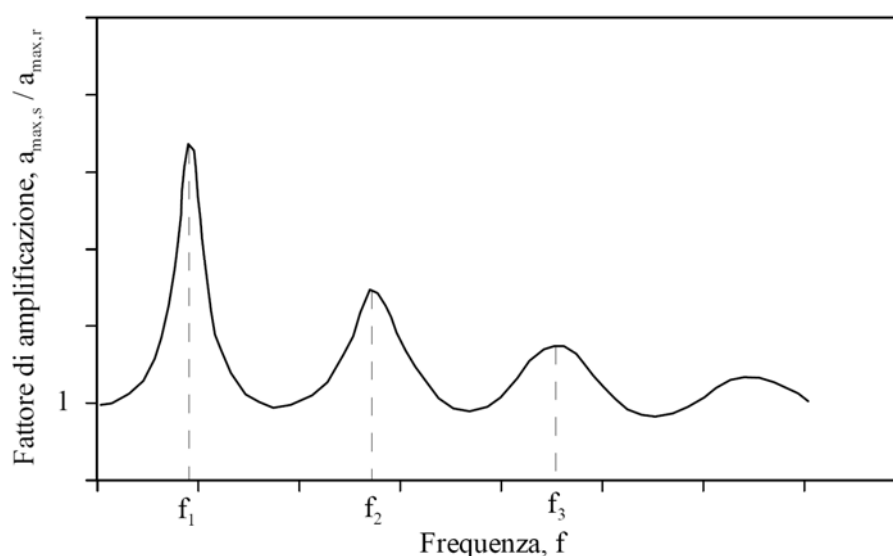


Figura 2.3 - Tipica funzione di amplificazione monodimensionale.

Studi analitici e sperimentali hanno mostrato che l'ampiezza dei picchi della funzione di amplificazione può essere compresa tra i valori 6 e 10 e, in casi estremi come Città del Messico (elevati contrasti di impedenza e bassi valori dello smorzamento), può essere maggiore di 20 (cfr. §2.4.2). Nella pratica, il fattore di amplificazione viene calcolato rapportando le ampiezze massime degli accelerogrammi registrati (o calcolati) alla superficie del deposito ed al sito di riferimento, mentre la funzione di amplificazione può essere stimata rapportando i corrispondenti spettri di Fourier o di risposta. Il fattore di amplificazione costituisce una semplice stima quantitativa della risposta locale nel dominio del tempo, mentre la funzione di amplificazione consente di quantificare le modifiche nel contenuto in frequenza del segnale sismico.

Quanto detto fino ad ora può essere considerato valido quando il comportamento

del terreno rimane in campo lineare. Al crescere dei parametri di intensità dell'input sismico (ad esempio di $a_{MAX,R}$), infatti, le deformazioni tangenziali superano la soglia di linearità, γ_L , ed il terreno assume un comportamento non lineare. In questo caso, per una valutazione più realistica degli effetti di sito, è necessario tener conto delle variazioni delle caratteristiche di rigidezza e di smorzamento con il livello di deformazione indotta dal sisma. Al crescere dell'incidenza del comportamento non lineare, infatti, la frequenza fondamentale si riduce (ovvero il periodo fondamentale aumenta) in accordo con l'Equazione 2.2, per effetto della diminuzione della rigidezza al taglio (cioè di V_s)²; l'amplificazione massima fornita dall'Equazione 2.3 si riduce, invece, per effetto dell'aumento del rapporto di smorzamento. Ne consegue che, nel caso non lineare, la funzione di amplificazione non è una proprietà del sito, perchè dipende dalle caratteristiche stratigrafiche del sottosuolo, dall'ampiezza e dal contenuto in frequenza del moto sismico al basamento.

Evidenze numeriche e sperimentali mostrano che, per bassi livelli di energia del terremoto di riferimento, l'accelerazione di picco alla superficie del deposito, $a_{MAX,S}$, viene generalmente amplificata rispetto a quella all'affioramento del basamento, $a_{MAX,R}$. Al crescere del livello energetico, invece, l'accelerazione di picco alla superficie del deposito può anche risultare attenuata. Questa inversione, secondo Idriss (1990), in terreni deformabili, si verifica per valori di $a_{MAX,R}$ intorno a 0.4g (Figura 2.4). I dati raccolti da Silva (1991) per terreni sabbiosi (Figura 2.4c) sembrano evidenziare la dipendenza del rapporto $a_{MAX,S}/a_{MAX,R}$ anche dello spessore del deposito. Per depositi di piccolo spessore (indicativamente minore di 30 m) l'accelerazione in superficie viene amplificata fino ad elevati valori dell'accelerazione su roccia (1.0g) mentre depositi di elevato spessore (maggiore di 100-150 m), costituiti dallo stesso tipo di terreno sabbioso, danno luogo a una riduzione dell'accelerazione al di sopra di $a_{MAX,R} \approx 0.4g$.

La letteratura tecnica relativa agli ultimi decenni abbonda di studi sperimentali, analitici e numerici degli effetti di sito legati alla presenza di strati di terreno soffice sovrastanti un basamento rigido. Particolarmente significative sono le indicazioni fornite dalle registrazioni di *array* verticali che consentono di valutare la variazioni del moto sismico lungo la verticale dal basamento fino alla superficie del deposito. Alcuni esempi di studi condotti sulla base di osservazioni fornite da *array* verticali possono trovarsi in Elgamal *et al.* (1996), Yoshida e Yai

² Si ricorda che alle deformazioni minime (in campo lineare) $G=G_0=\rho V_s^2$.

(1998) e Stewart *et al.* (2001). Nella Figura 2.5 e nella Figura 2.6 sono riportati alcuni esempi significativi. Gli *array* verticali sono generalmente installati in aree fortemente sismiche (California, Giappone, Taiwan, etc.) per cui accanto a registrazioni *weak-motion* (Figura 2.6) sono sempre più numerosi i dati *strong-motion* disponibili (Figura 2.5a-b).

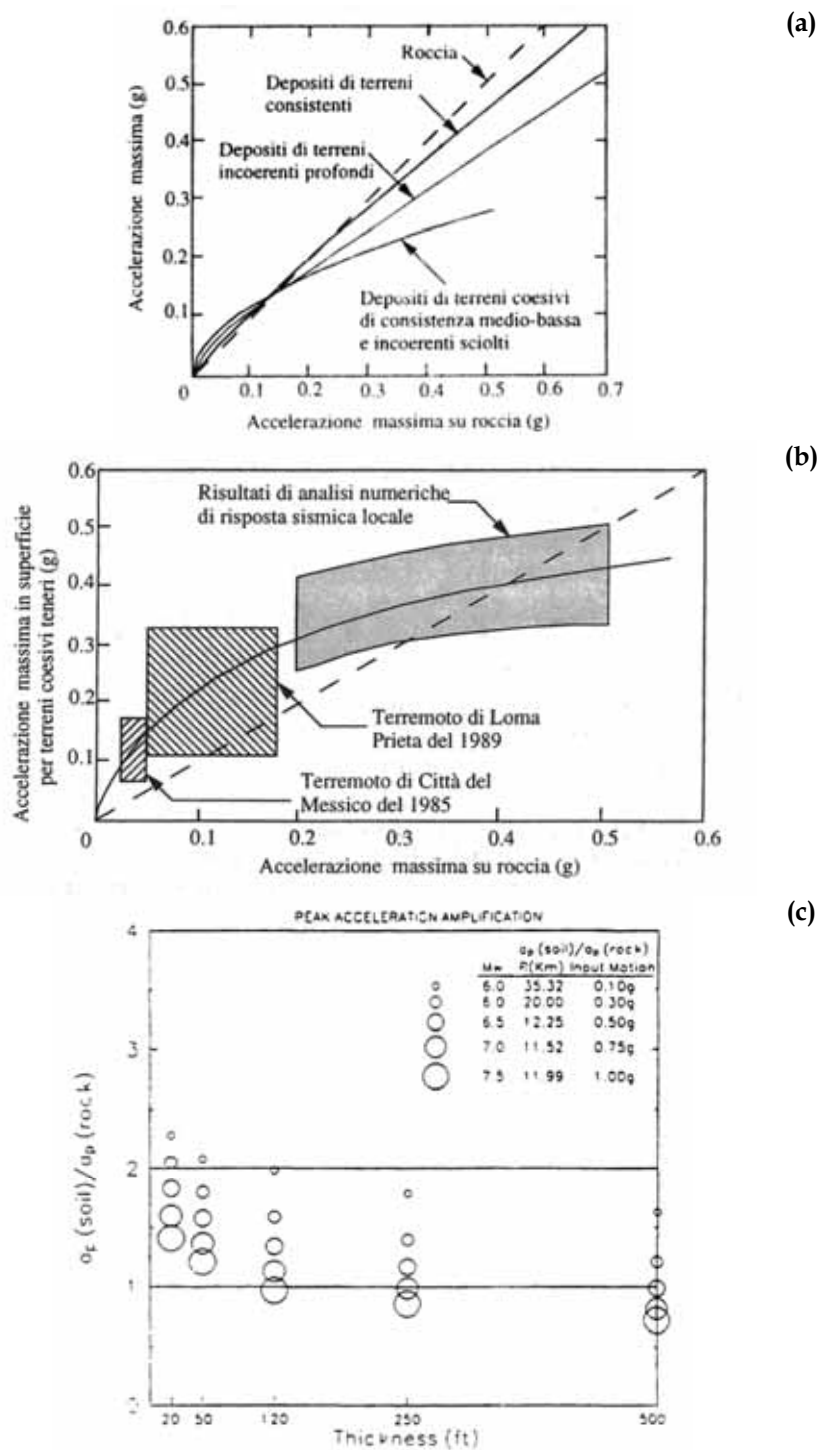
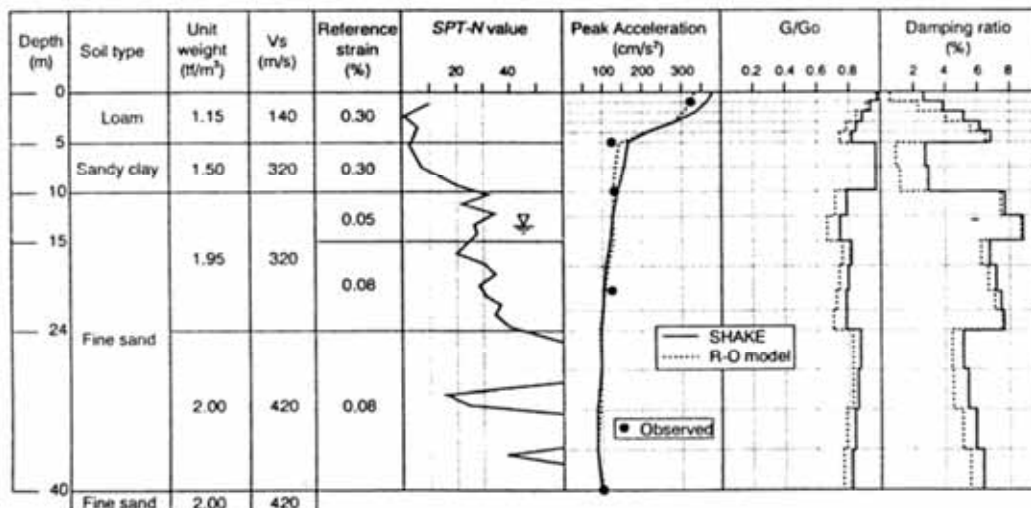
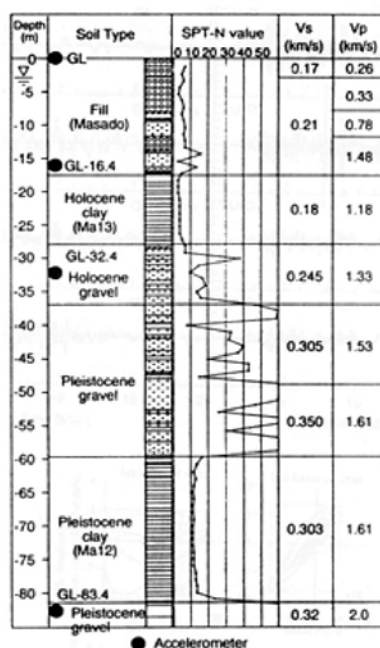


Figura 2.4 - Variazione dell'accelerazione massima in superficie con l'accelerazione massima su roccia per (a) depositi vari (Seed *et al.*, 1976), (b) terreni coesivi teneri (Idriss, 1990) e (c) depositi sabbiosi di diverso spessore (Silva, 1991).



(a)



(b)

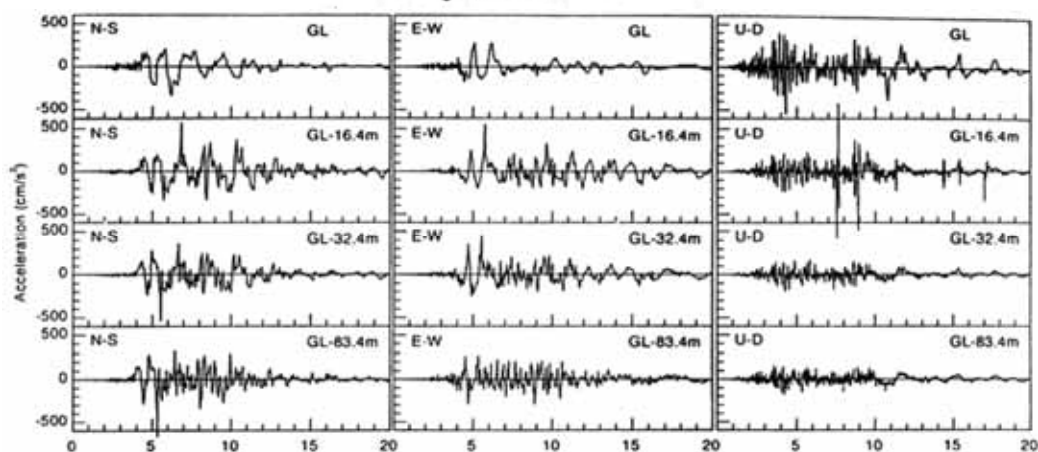


Figura 2.5 - Dati accelerometrici ottenuti da array verticali: (a) proprietà geotecniche ed accelerazioni di picco registrate dall'array di Chiba (Giappone) durante il terremoto di Chibaken-toho-oki del 1987 e previsioni numeriche con due differenti codici di calcolo (Yoshida e Iai, 1998) (b) profilo dell'array di Port Island e registrazioni durante il terremoto di Kobe del 1995 (Ishihara *et al.*, 1996).

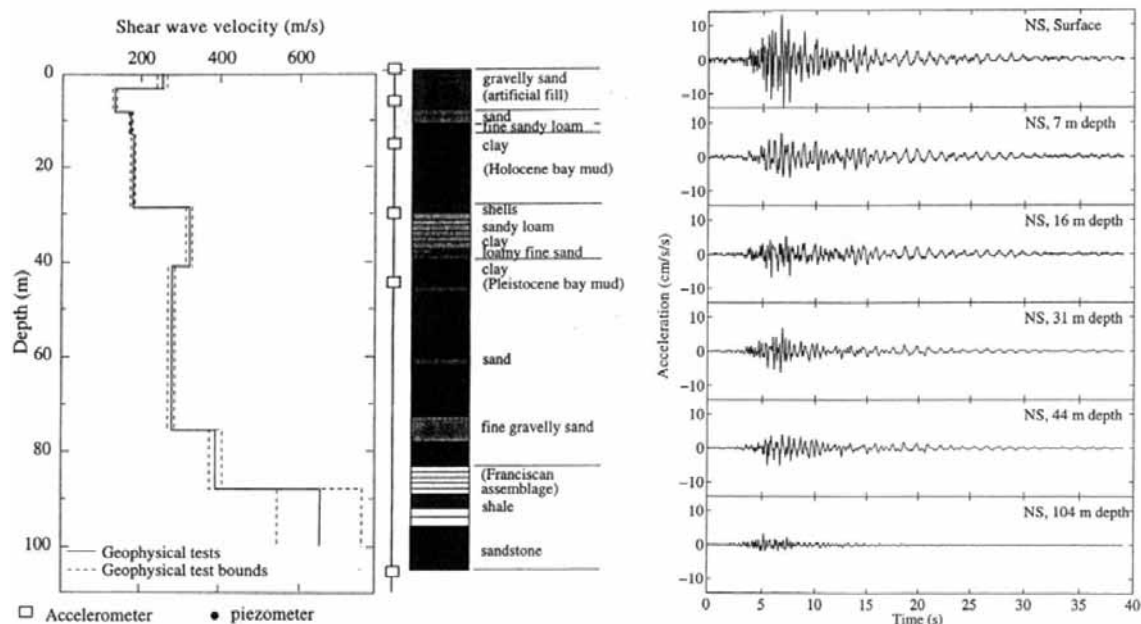


Figura 2.6 - Dati accelerometrica ottenuti da array verticali: profilo dell'array di Treasure Island e registrazione durante il terremoto di Gilroy del 1993 (Elgamal *et al.*, 1996).

Questi ultimi sono molto importanti per lo studio del comportamento non lineare del terreno. Il più famoso esempio di effetto della non linearità è senz'altro costituito dalla registrazione presso l'array di Port Island del terremoto di Kobe del 1995, durante il quale si ebbe la liquefazione dello strato superficiale di riporto (circa 15 m di spessore). In conseguenza di questo fenomeno, la componente orizzontale del moto in superficie risulta attenuata rispetto al moto in profondità, e mostra la comparsa di importanti forzanti sismiche di bassa frequenza. La componente verticale risulta poco influenzata dalla liquefazione e mostra una sostanziale amplificazione lungo il profilo (Figura 2.5b).

Le registrazioni fornite dagli array sono inoltre fondamentali per la taratura dei modelli numerici monodimensionali e, in particolare, nel caso di dati *strong-motion*, dei legami costitutivi dei terreni. A titolo di esempio in Figura 2.5a è riportato il confronto tra le accelerazioni di picco registrate dall'array di Chiba (Giappone) e quelle previste con due differenti codici di calcolo che implementano differenti modelli costitutivi.

In Italia il primo esempio di array accelerometrico in foro è stato installato a cura dell'Università della Calabria presso l'edificio a torre della Facoltà di Ingegneria di Napoli (De Fazio *et al.*, 2006).

2.2 Effetti di bordo (valli alluvionali)

Numerose *case histories* mostrano come, alla superficie di valli alluvionali, possono verificarsi fenomeni di amplificazione associati a incrementi significativi della durata del moto sismico, rispetto a quanto si verifica con la teoria monodimensionale. Questi fenomeni rivestono un ruolo rilevante negli studi di microzonazione di grandi aree urbane (ad esempio Città del Messico, Los Angeles, Osaka, Roma, Tokyo) fondate proprio in corrispondenza di valli alluvionali (cfr. ISSMGE-TC4, 1999). In questi casi, oltre ai fenomeni descritti nel per il caso monodimensionale, si osservano significativi effetti delle caratteristiche geomorfologiche del bacino di carattere bidimensionale (o tridimensionale) e principalmente:

- focalizzazione delle onde sismiche a seguito dell'interferenza costruttiva tra campo d'onda rifratto e incidente;
- generazione, in corrispondenza delle interfacce basamento-terreno ai bordi della valle, di onde di superficie;
- risonanza dell'intero deposito.

Una conseguenza di questi fenomeni è una risposta sismica che anche in depositi omogenei varia localmente lungo la superficie della valle, per distanze comparabili con le lunghezze d'onda in gioco, talvolta anche dell'ordine di poche decine di metri. Ciò è dovuto all'interferenza che si genera tra onde incidenti ed onde riflesse, e comporta l'insorgere di asincronismo e movimenti differenziali, che si risentono principalmente sulle infrastrutture con sviluppo lineare (Figura 2.7).

Si tenga presente che in un deposito in cui $V_s=150\text{m/s}$, le lunghezze delle onde caratterizzate da una frequenza di 6Hz sono pari a 25m, mentre a 10Hz corrispondono lunghezze di 15m. Ciò implica che, in molti casi, per frequenze maggiori di 5÷6Hz è difficile correlare le amplificazioni osservate a seguito dei suddetti fenomeni con le caratteristiche geologiche e geotecniche del sito di studio (Chávez-García, 2007).

Il fenomeno della generazione di onde di superficie, ampiamente documentato da osservazioni sperimentali (si veda ad es. Phillips *et al.*, 1996; Raptakis *et al.*, 2000), è dovuto alla rifrazione in corrispondenza dell'interfaccia roccia-terreno al bordo della valle. Tali onde, propagandosi orizzontalmente, rimangono intrappolate nella valle a causa degli elevati contrasti di impedenza ai bordi, e

sono soggette a riflessioni multiple; il loro movimento risulta quindi limitato unicamente dallo smorzamento dei terreni che riempiono il bacino.

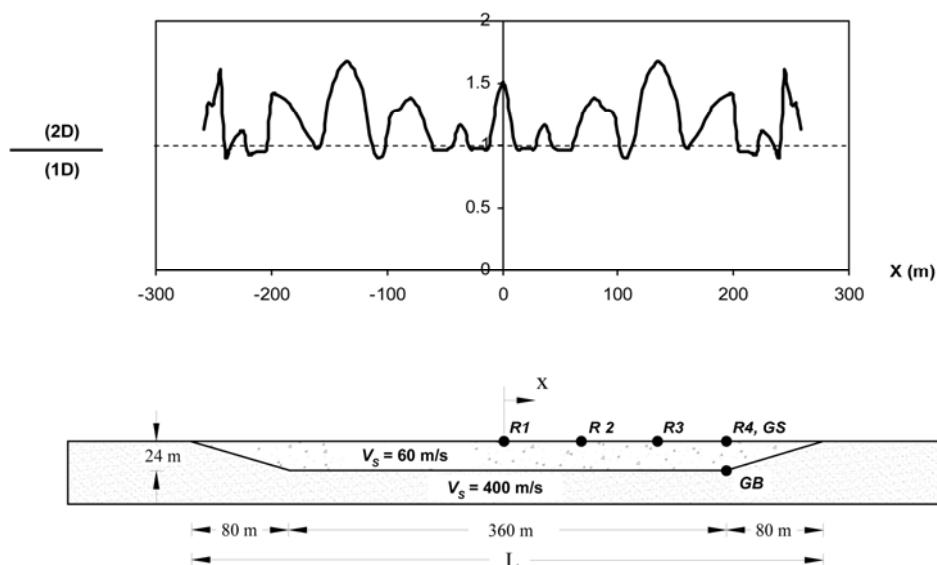


Figura 2.7 - Rapporto tra le accelerazioni di picco (a) (Gelagoti *et al.*, 2007) simulate con un modello 2D (b) (Psarropoulos e Gazetas, 2007) ed il relativo modello 1D, tramite analisi elastiche lineari, usando quale input sismico un wavelet di tipo Ricker ad 1Hz. Il rapporto di smorzamento è uguale per entrambi i terreni, $D=2\%$. Il sito di studio è la valle di Ohba Ohashi in Giappone.

Le onde generate in superficie, del tipo “Rayleigh” a seguito di incidenza alle discontinuità di onde di taglio SV e del tipo “Love” a seguito di incidenza di onde SH, hanno una velocità di propagazione leggermente inferiore a quella delle onde di taglio (V_s) e periodi tipicamente compresi tra 0.5 e 5s (cioè frequenze comprese tra 0.2 e 2 Hz). La caratteristica peculiare di queste onde è comunque rappresentata dalla durata, generalmente dell’ordine delle decine di secondi. Una schematizzazione qualitativa della generazione di onde in superficie è riportata nella Figura 2.8.

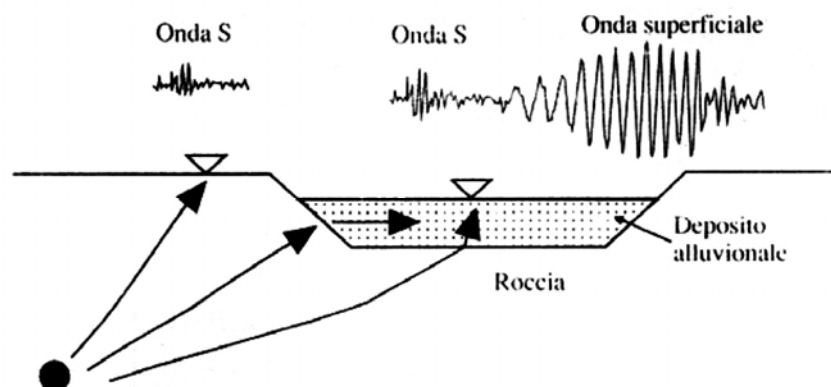


Figura 2.8 - Schematizzazione dei fenomeni di generazione e propagazione delle onde di superficie in una valle alluvionale (Lanzo e Silvestri, 1999).

La risposta sismica di un deposito sedimentario è condizionato in maniera fondamentale dalla sua geometria. Un parametro molto significativo è costituito dal rapporto di forma, definito come rapporto tra la massima profondità h della valle e la sua semilarghezza l . Quando il rapporto h/l è basso (indicativamente <0.2) si parla di “valli superficiali” ed il fenomeno di amplificazione ha, nel dominio della frequenza, le stesse caratteristiche di un fenomeno 1D. In altre parole, la frequenza fondamentale, in corrispondenza della quale è massima l’amplificazione del moto, è prossima a quella monodimensionale. Le onde di superficie sono tuttavia causa di maggiori amplificazioni rispetto al caso 1D e soprattutto, nel dominio del tempo, incrementano sensibilmente la durata del moto sismico, come illustrato dal caso di studio relativo alla valle dello EuroSeisTest (cfr §2.4.3). In queste condizioni, per i punti lontani dai bordi, le caratteristiche fondamentali del moto a volte possono essere predette anche con semplici modelli 1D.

Per valori più elevati di h/l “valli profonde”, la risposta dinamica della valle è invece sensibilmente differente, a causa di fenomeni di risonanza bidimensionale. Le principali caratteristiche del fenomeno di risonanza 2D di una valle sedimentaria, evidenziate sia da studi numerici (Bard e Bouchon, 1985) che sperimentali (Tucker e King, 1984), sono le seguenti:

- la frequenza cui corrisponde il massimo di amplificazione spettrale (frequenza fondamentale di risonanza) è la stessa in qualsiasi punto lungo la superficie, indipendentemente dallo spessore locale dei sedimenti;
- alla frequenza di risonanza, il moto del terreno è in fase in tutti i punti della valle; esiste cioè un fenomeno di risonanza 2D dell’intero deposito;
- il corrispondente fattore di amplificazione è massimo al centro della valle e diminuisce procedendo verso i bordi, in corrispondenza dei quali è unitario;

Come nel caso 1D, esistono differenti modi di vibrazione, ciascuno associato ad una frequenza naturale; per valori tipici dello smorzamento, la risposta dinamica della valle è controllata dai primi tre modi di vibrazione. In genere, le frequenze fondamentali di risonanza 2D e 3D assumono valori significativamente maggiori della frequenza fondamentale 1D, e ad esse competono amplificazioni molto elevate (fino a 4 volte il caso 1D). I fenomeni di risonanza causano significativi aumenti della durata del moto rispetto al basamento, e sono limitati unicamente dallo smorzamento del materiale. Un interessante confronto tra risonanza in condizioni 1D, 2D e 3D è presentato in Figura 2.9.

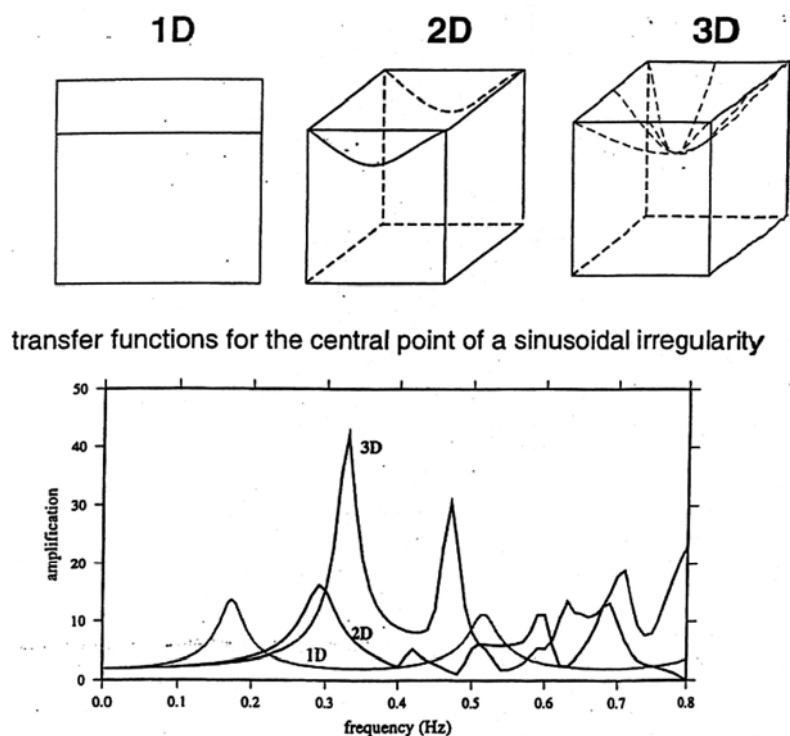


Figura 2.9 - Funzione di amplificazione al centro di una valle nel caso di geometria mono-, bi- e tridimensionale (Bard e Riepl-Thomas, 1999).

Bard e Bouchon (1985) hanno condotto un esteso studio numerico parametrico 2D su valli di forma sinusoidale, costituite da materiale omogeneo a comportamento elastico lineare, e soggette a moti sismici costituiti da differenti tipi di onde. Gli Autori hanno mostrato che esistono sostanzialmente tre meccanismi di risonanza 2D, in relazione alle tre componenti principali del moto sismico:

- *in-plane bulk* corrispondente al moto verticale associato alle onde P;
- *in-plane shear* corrispondente al moto orizzontale SV;
- *antiplane shear* corrispondente al moto orizzontale SH.

Le tre categorie sono riportate in Figura 2.10 con riferimento alla frequenza fondamentale di vibrazione. La risonanza associata alle onde P può essere vista come una successione di espansioni e contrazioni della valle: l'amplificazione della componente verticale è massima al centro della valle e decresce gradualmente verso i bordi. La risonanza associata alla componente SV è costituita essenzialmente da un movimento oscillatorio della valle intorno al proprio asse centrale: la componente orizzontale SV decresce dal centro verso i bordi e dalla superficie al basamento lungo una data verticale. Per quanto riguarda il moto *in-plane* (P + SV), la fase della componente principale del moto (quella orizzontale nel caso SV e la verticale nel caso P) è la stessa nell'intera valle

mentre l'altra componente cambia segno in corrispondenza del centro della valle. Ad esempio nel caso SV, allorché il moto orizzontale avviene verso destra, il moto verticale è diretto verso l'alto nella parte destra della valle e verso il basso in quella sinistra (Figura 2.10b).

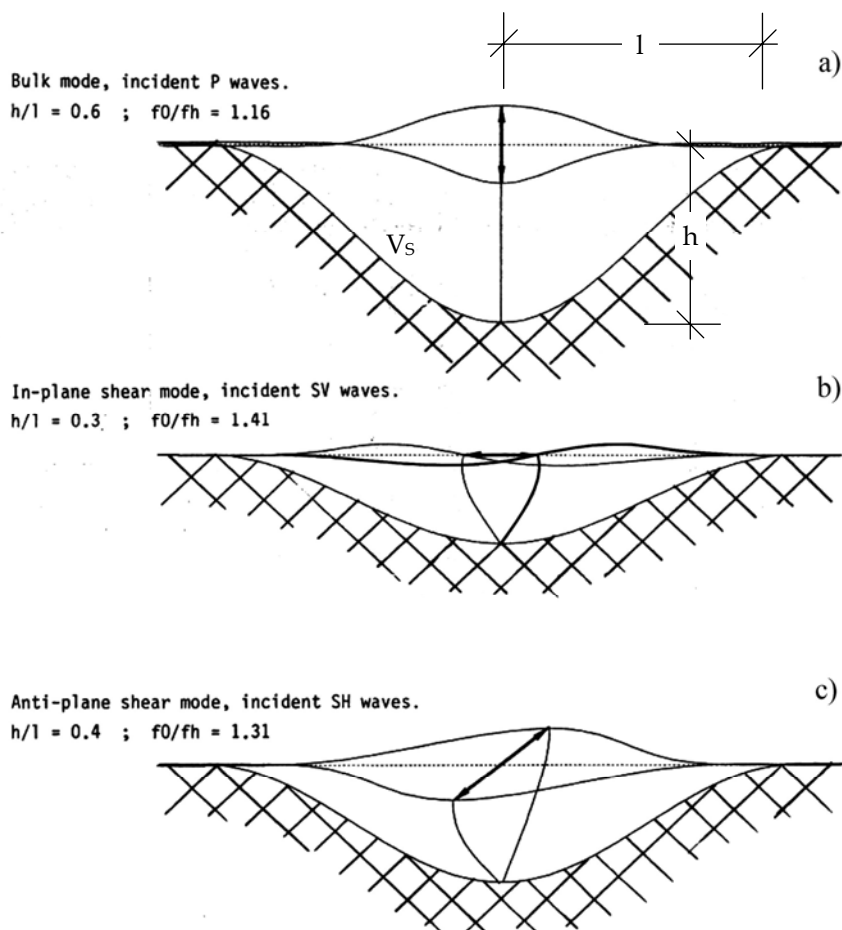


Figura 2.10 - Schema dei principali meccanismi di risonanza 2D di una valle sinusoidale: *in-plane bulk* (moto verticale associato alle onde P), *in-plane shear* (moto orizzontale SV) e *antiplane shear* (moto orizzontale SH). Per ciascuna categoria è rappresentato il moto lungo la superficie della valle e lungo una linea verticale al centro della valle per due istanti di tempo: t_0 generico e $t_0 + 0.5 \cdot t_0$ (linee continue). La linea tratteggiata rappresenta la superficie libera in condizioni di quiete e all'istante $t_0 + 0.25 \cdot t_0$. Il moto SH, perpendicolare al piano della valle, è stato disegnato su un asse obliquo. f_0 = frequenza di risonanza 2D; $f_h = V_s / (4 \cdot h)$ frequenza di risonanza 1D al centro della valle (Bard e Bouchon, 1985).

Bard e Bouchon (1985) hanno inoltre evidenziato che il verificarsi delle condizioni di risonanza 2D dipende dalla combinazione di due parametri: il rapporto di forma h/l e il contrasto di impedenza tra terreno e basamento. In altre parole, per un dato contrasto di impedenza esiste un rapporto di forma critico al di sotto del quale il comportamento della valle è caratterizzato da risonanza 1D e generazione e propagazione di onde di superficie e al di sopra del quale si verifica risonanza 2D. Infatti, quando il rapporto di forma è basso (valli

basse e allungate), il fenomeno di generazione di onde superficiali è ben separato da quello di risonanza 1D al centro della valle, dove le onde di superficie arrivano sensibilmente dopo l'arrivo delle onde dirette. Quando invece la valle presenta un elevato rapporto di forma, le onde di superficie, che possono presentare lunghezza d'onda comparabile con la larghezza della valle, tendono ad interferire con le onde dirette. Questo meccanismo, in combinazione con la ben nota interferenza tra onde dirette e onde riflesse alla superficie, porta allo sviluppo di un fenomeno di risonanza 2D. La dipendenza del rapporto di forma critico dal contrasto di impedenza è riportata in Figura 2.11 per il caso di valle sinusoidale soggetta ad incidenza di onde SH: al crescere del contrasto di impedenza diminuisce il rapporto di forma richiesto per il verificarsi del fenomeno di risonanza. Si noti infine che, per uno stesso contrasto di impedenza, i tre meccanismi di risonanza si verificano in corrispondenza di differenti rapporti di forma h/l : il minimo si ha nel caso SV ($h/l=0.3$ per il caso di Figura 2.10), il massimo per il moto P ($h/l=0.6$).

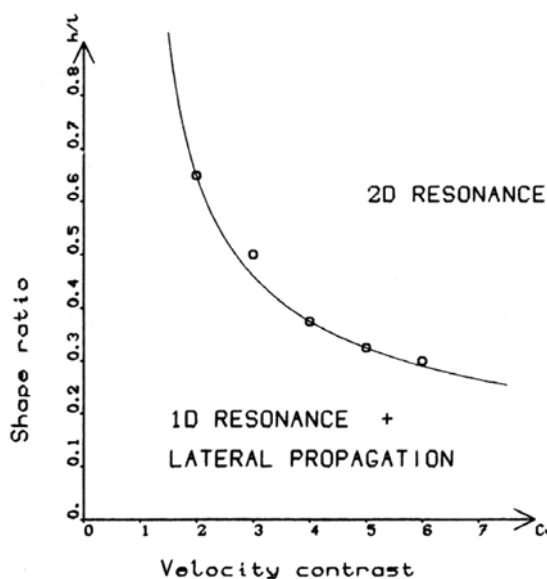


Figura 2.11 - Condizioni per il verificarsi della risonanza 2D nel caso di una valle sinusoidale soggetta ad onde SH. Il fenomeno può avere luogo se il punto definito dal rapporto di forma della valle e dal contrasto di impedenza cade al di sopra della curva; al di sotto della curva il fenomeno bidimensionale principale è costituito dalla generazione e propagazione di onde di superficie (Bard e Bouchon, 1985).

2.3 Effetti topografici

La concentrazione dei danni strutturali in corrispondenza di irregolarità topografiche e l'attivazione (o riattivazione) di frane durante numerosi terremoti

suggeriscono che la morfologia superficiale riveste un ruolo importante nell'amplificazione del moto sismico. La rilevanza di tali fenomeni è abbondantemente documentata in letteratura (cfr. es. Idriss e Seed, 1967; Siro, 1982; Athanasopoulos *et al.*, 2001; Kallou *et al.*, 2001; Pagliaroli *et al.*, 2007).

Dal punto di vista ingegneristico, l'amplificazione topografica del moto sismico interessa la valutazione del rischio sismico di numerosi centri storici edificati su rilievi, di manufatti in terra, di importanti opere come ponti e dighe nonché di pendii naturali e artificiali. L'entità dell'amplificazione topografica ed i fenomeni fisici che la causano variano con il tipo di configurazione morfologica considerata. In accordo con Stewart *et al.* (2001) possiamo distinguere tre categorie principali: rilievo isolato, pendio e canyon (Figura 2.12).

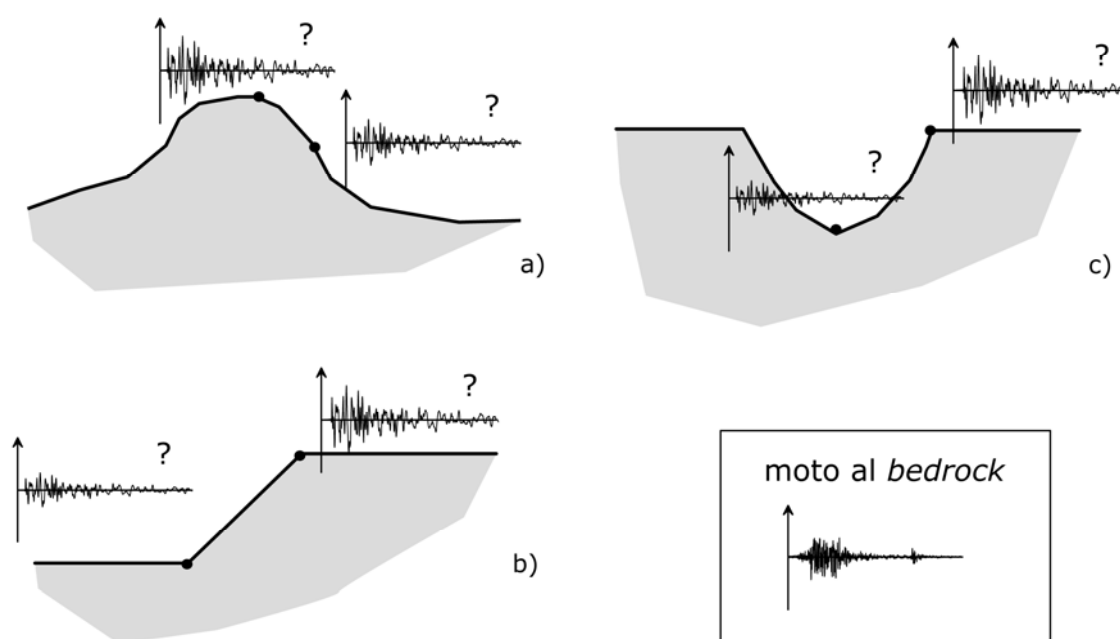


Figura 2.12 - Principali configurazioni topografiche: rilievo isolato (a), pendio (b) e canyon (c) (Pagliaroli, 2006).

I fenomeni fisici che causano la modifica del moto sismico in corrispondenza delle varie configurazioni topografiche sono stati sufficientemente compresi dal punto di vista qualitativo; più incerte sono invece le valutazioni dell'influenza quantitativa della topografia nella risposta sismica, soprattutto a causa delle poche registrazioni disponibili, in gran parte limitate a segnali sismici *weak motion* e *aftershocks*. In generale, non esiste un accordo quantitativo tra le osservazioni sperimentali (per quanto limitate) e le amplificazioni predette con modelli numerici; spesso, infatti, i rapporti di amplificazione misurati sono maggiori di quelli teorici valutati con analisi bidimensionali, in particolar modo se questi

ultimi sono calcolati con riferimento a modelli omogenei. Poiché le irregolarità topografiche naturali sono caratterizzate da un sottosuolo in generale eterogeneo, gli effetti della topografia coesistono con quelli associati alle variazioni di impedenza dei materiali coinvolti (cfr. per esempio Pagliaroli *et al.*, 2007).

Per una trattazione più dettagliata degli effetti connessi ai fenomeni di amplificazione topografica si rimanda a Pagliaroli (2006).

2.4 Casi di studio di amplificazione locale in depositi argillosi

2.4.1 Tarcento (1976)

Il comune di Tarcento (UD), gravemente danneggiato dal sisma che ha colpito le popolazioni friulane nel 1976 ($M = 6.5$), fu scelto come sito campione per lo studio di microzonazione sismica da un gruppo di ricercatori dell'Università di Trieste e Milano (Brambati *et al.*, 1980) per conto della regione Friuli. Lo studio, effettuato circa 30 anni fa, rimane un esempio nel suo genere per completezza di indagini, accuratezza delle analisi e attendibilità dei risultati conseguiti.

Una delle esperienze più significative di questo studio è scaturita dall'analisi della distribuzione zonale del danno sugli edifici. Questa operazione in un certo senso equivale alla misura indiretta del campo di moto prodotto dal sisma, "letto" attraverso manufatti che, a proprie spese, hanno misurato le azioni sismiche nel sito, quantificandone l'entità attraverso il loro stato di danneggiamento.

In questo caso, il confronto tra lo spessore dei terreni alluvionali a copertura del substrato flyschoidale ed il livello di danneggiamento indotto dal sisma su manufatti omogenei per tipologia costruttiva, è risultato indicativo degli effetti locali prodotti proprio dalla variabilità delle condizioni del sottosuolo. L'analisi statistica della distribuzione del danno sulle costruzioni in muratura (Figura 2.13) ha infatti evidenziato una marcata correlazione tra spessore della coltre alluvionale e la percentuale dei casi di lesioni irreparabili o collasso, in aumento con lo spessore delle alluvioni (Tabella 2.1 e Figura 2.14).

L'incidenza dei fattori stratigrafici sulla distribuzione di accelerazioni massime al suolo (previste con analisi numeriche 2D) fu in verità meno evidente. Risultò invece sensibile sulle modifiche delle forme spettrali locali al punto che, ai fini della ricostruzione, l'intera area fu suddivisa in microzone associate a spettri di normativa modificati secondo opportuni coefficienti.

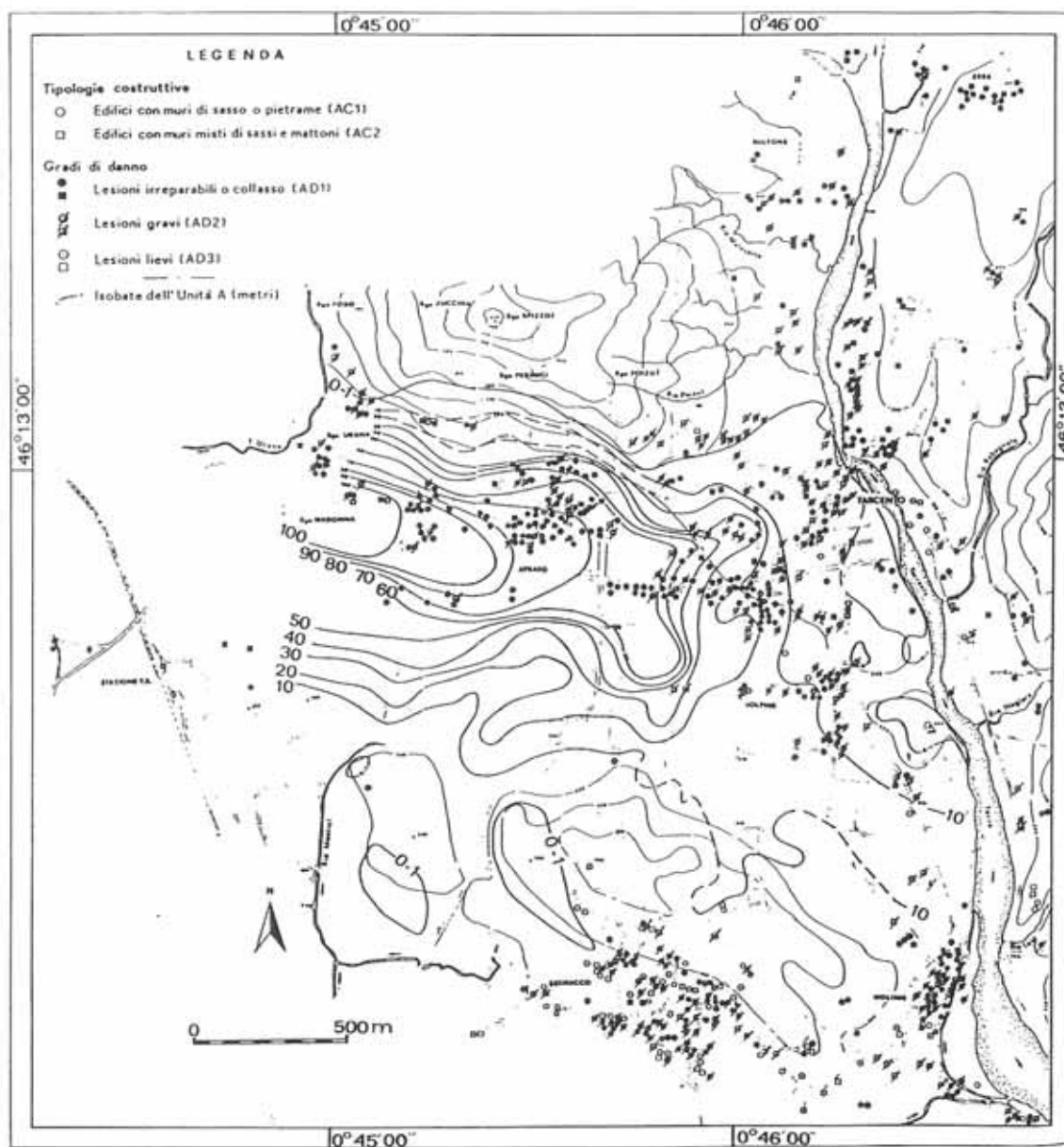


Figura 2.13 - Distribuzione dei danni sugli edifici in muratura nell'area di Tarcento (Brambati *et al.*, 1980).

Tabella 2.1 - Danni osservati sugli edifici in muratura di Tarcento (Brambati *et al.*, 1980).

Spessore alluvioni (m)	N. costruzioni tipi AC1 e AC2	N. costruzioni con lesioni tipo AD1 (irreparabili o collasso)	Percentuale (%)
0	28	2	7
0-10	166	46	28
10-20	104	57	55
20-40	69	47	68
40-70	124	89	71
70-100	119	99	83
Totali	619	343	-

AC1 = costruzioni antiche con muri di sasso e pietrame
AC2 = costruzioni antiche con muri misti di sasso e mattoni

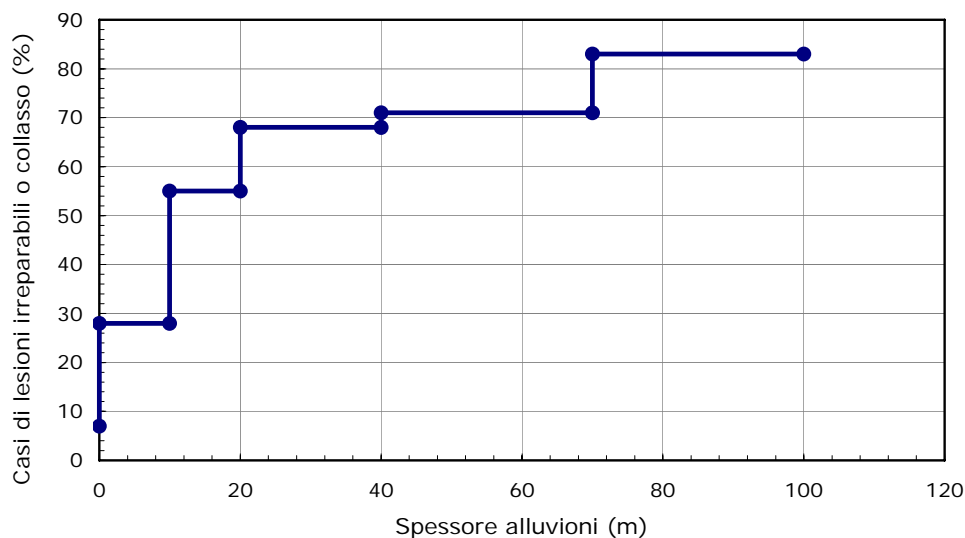


Figura 2.14 - Microzonazione sismica di Tarcento: correlazione tra percentuale di danno massimo e spessore della formazione alluvionale (adattato da Brambati *et al.*, 1980).

2.4.2 Città del Messico (1985)

Gran parte dei disastrosi effetti prodotti dal terremoto del 19 settembre del 1985 (magnitudo $M=8.1$) sono senza dubbio da attribuire a fenomeni di amplificazione locale. Sebbene l'epicentro del terremoto fosse vicino alla linea di costa dell'Oceano Pacifico, i danni nei pressi della costa risultarono relativamente lievi; ciò perché le aree più popolate sono qui poste su un substrato roccioso. Al contrario Città del Messico, sita a circa 400 km di distanza dall'epicentro, ha subito danni particolarmente severi a causa del fenomeno di amplificazione del moto sismico dovuto alle singolari caratteristiche geotecniche dei terreni che ricoprono la valle sulla quale la città è edificata. Ciò è evidente dall'osservazione della Figura 2.15, che mostra le componenti EW degli accelerogrammi (tutti riportati alla medesima scala) registrati nelle stazioni più significative, dall'epicentro alla capitale: il fenomeno di amplificazione è particolarmente evidente per la stazione SCT, posta sul deposito alluvionale, soprattutto se confrontata con la stazione UNAM, su affioramento rigido.

Nella Figura 2.16 sono riportate una planimetria e una sezione della valle su cui sorge Città del Messico. Si noti che la zona caratterizzata dai maggiori danni nel 1985 era già stata duramente colpita da un precedente terremoto nel 1957.

I depositi lacustri, su cui è edificata gran parte della città a seguito delle operazioni di colmata del lago Texcoco iniziate dopo la conquista spagnola nel

XVI secolo, sono costituiti da argille tenere di origine vulcanica con indice di plasticità I_P dell'ordine di 200%, e contenuto d'acqua fino al 400%. Queste argille sono quindi caratterizzate da velocità media delle onde di taglio V_s molto basse (75 m/s) e poggiano su materiali a grana grossa ben addensati e spesso cementati, caratterizzati da velocità V_s comprese tra 500 e 900 m/s. Esiste quindi un marcato contrasto di impedenza sismica tra il deposito di argilla ed il substrato.

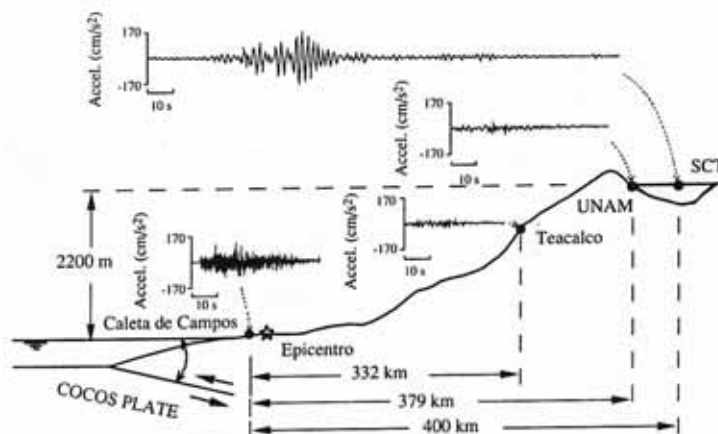


Figura 2.15 - Terremoto del Messico del 19 settembre 1985: componenti EW delle registrazioni accelerometriche in area epicentrale (Caleta de Campos), in prossimità della capitale (Teacalco) e nella zona urbana di Città del Messico (UNAM, SCT) (adattata da Celebi *et al*, 1987).

Nella Figura 2.17 sono riportati gli spettri di risposta in accelerazione (smorzamento strutturale $\xi = 5\%$) registrati su substrato affiorante (UNAM) e sul deposito argilloso in tre siti (SCT, CAF e CAO) con profondità del basamento crescenti da circa 40 m a 60 m (Dobry, 1991). E' evidente che l'accelerazione spettrale su *bedrock* è nettamente minore di quella su terreno.

Nel sito UNAM l'accelerazione spettrale di picco è circa di 0.1g nel campo dei periodi compresi tra 1 e 2s. Nel sito SCT lo spettro di risposta presenta un picco ben definito in corrispondenza di 2s, con valore dell'accelerazione spettrale di 0.75g. Il terreno ha quindi amplificato il valore dell'accelerazione spettrale di circa 8, concentrando l'energia in corrispondenza del periodo 2s. Questo periodo corrisponde al periodo fondamentale dello strato, ed è particolarmente elevato a causa dello spessore dei sedimenti argillosi ($H=37$ m) e della ridotta velocità delle onde di taglio. Gli spettri di risposta nei siti CAF e CAO presentano una concentrazione di energia nel campo di periodi compresi tra 2 e 4 s.

Si può comprendere a questo punto quanto sia stato insolito il fenomeno di amplificazione locale, e quanto ne abbiano sofferto soprattutto gli edifici alti. Ma un altro fattore, a dir poco singolare, che ha contribuito in maniera sostanziale

alla presenza di elevate amplificazioni è rappresentato dalle particolari caratteristiche dinamiche dell'argilla di Città del Messico. Nel campo delle deformazioni di taglio indotte nel deposito dal terremoto (fino a 0.3%) questo materiale presenta un comportamento praticamente lineare, con una modesta diminuzione del modulo di taglio rispetto al suo valore iniziale ($G/G_0=0.9$ per $\gamma=0.1\%$) e, soprattutto, bassi valori del fattore di smorzamento ($D=3.5\%$). Fattori di amplificazione elevati come quelli osservati sono stati resi possibili proprio dal basso grado di non linearità del terreno e dalla ridotta dissipazione di energia per fenomeni isteretici.

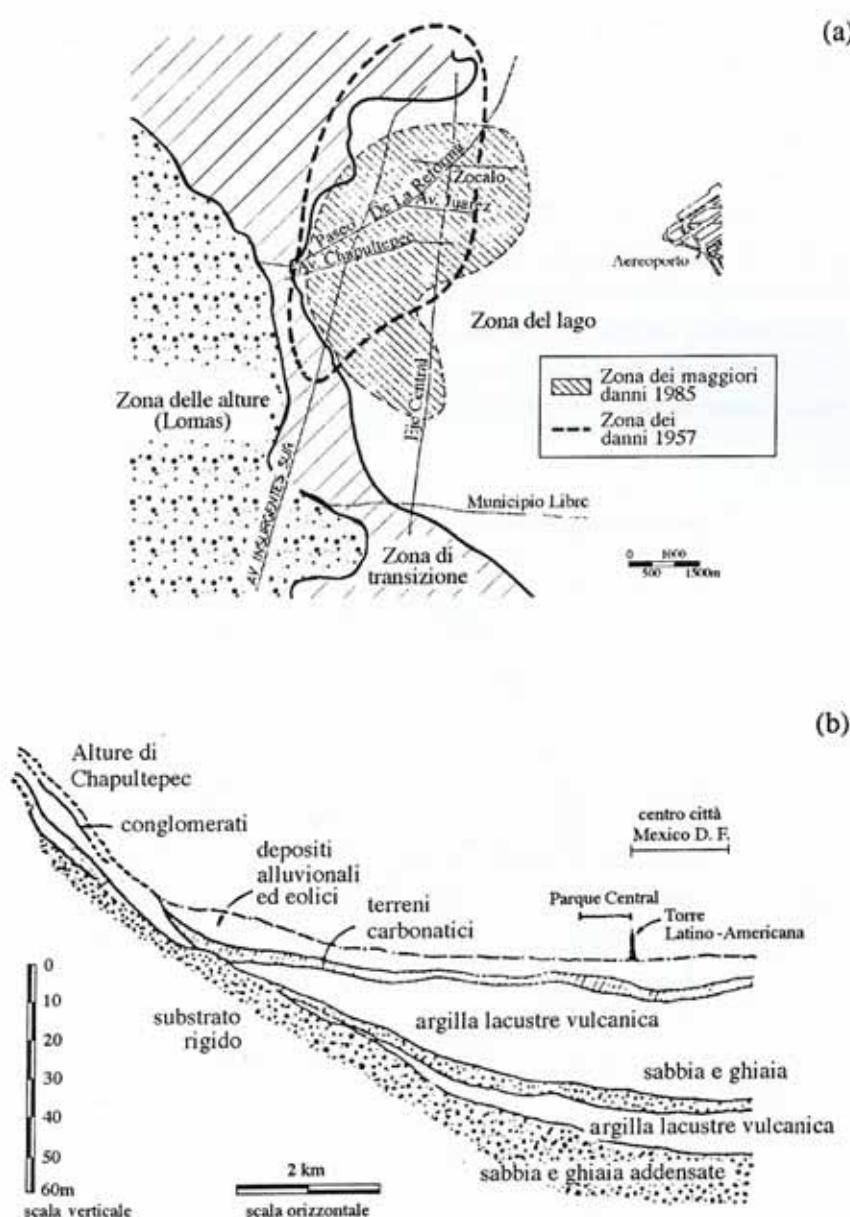


Figura 2.16 - Sottosuolo di Città del Messico: (a) planimetria (adattato da Kerisel, 1987) e (b) sezione schematica (adattato da Seed *et al.* 1988).

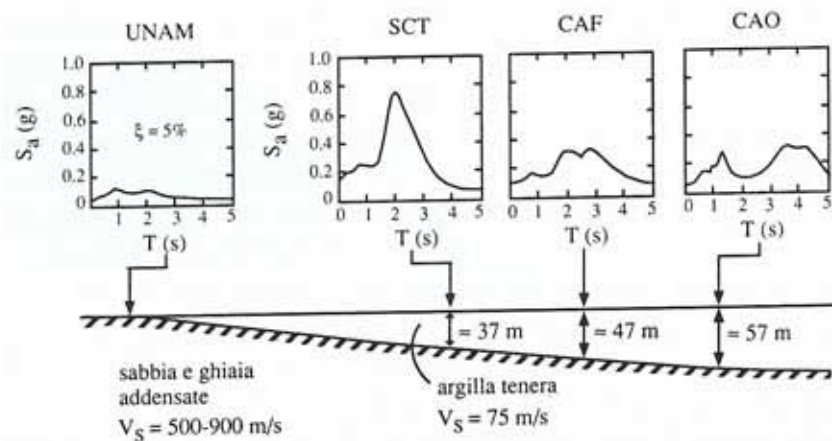


Figura 2.17 - Spettri di risposta delle componenti EW degli accelerogrammi registrati in quattro siti (UNAM, SCT, CAF e CAO) a Città del Messico in occasione del terremoto del 19 settembre 1985 (adattato da Dobry, 1991).

In ultima analisi, le elevate amplificazioni osservate a Città del Messico possono essere interpretate come l'effetto di un fenomeno di risonanza del sottosuolo argilloso estremamente deformabile, favorito dalla corrispondenza dei periodi fondamentali elevati con le basse frequenze dominanti del segnale sismico a grande distanza, e dalle limitate capacità dissipative dell'argilla di Città del Messico anche per elevati valori della deformazione di taglio (Figura 2.18). Se il materiale fosse stato anche altrettanto deformabile, ma con un comportamento non lineare e dissipativo più marcato (ad esempio una sabbia sciolta), gli effetti sarebbero risultati meno disastrosi di quelli osservati (cfr. Vucetic e Dobry, 1991; D'Onofrio e Silvestri, 2001).

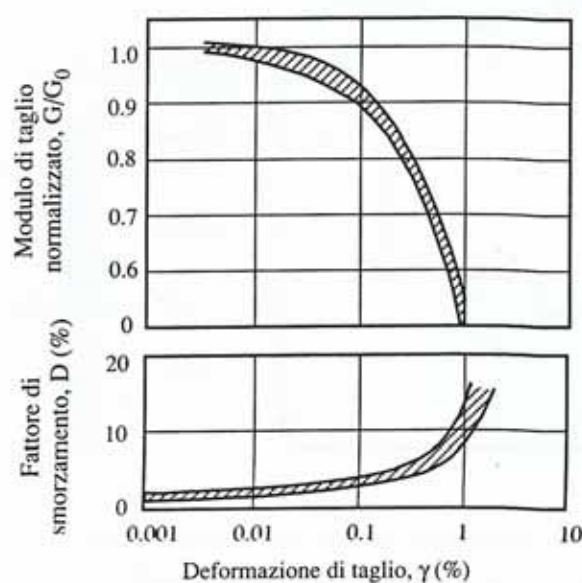


Figura 2.18 - Fascie di variabilità delle curve $G/G_0-\gamma$ e $D-\gamma$ per l'argilla di Città del Messico (adattato da Romo e Jaime, 1986).

2.4.3 EuroSeisTest

Il sito EuroSeis rappresenta uno dei più ambiziosi progetti messi a punto per lo studio degli effetti sismici in una valle sedimentaria. A partire dal 1992, con il contributo finanziario della Comunità Europea, la valle del *graben* di Volvi, situata a circa 30 km ad Est di Salonicco (Grecia) è stata scelta come sito campione per il monitoraggio degli effetti di amplificazione locale e lo studio del comportamento sismico di edifici isolati (Raptakis *et al.*, 2000; Chávez-García *et al.*, 2000; Elgamal *et al.*, 2007). La strumentazione installata comprende un *array* verticale al centro della valle (sito TST) ed altri accelerometri posizionati lungo la superficie della valle. Il modello di sottosuolo e la geomorfologia della valle sono il risultato di estese campagne di indagine geotecnica, geologica e geofisica. Una sezione rappresentativa della valle è riportata in Figura 2.19.

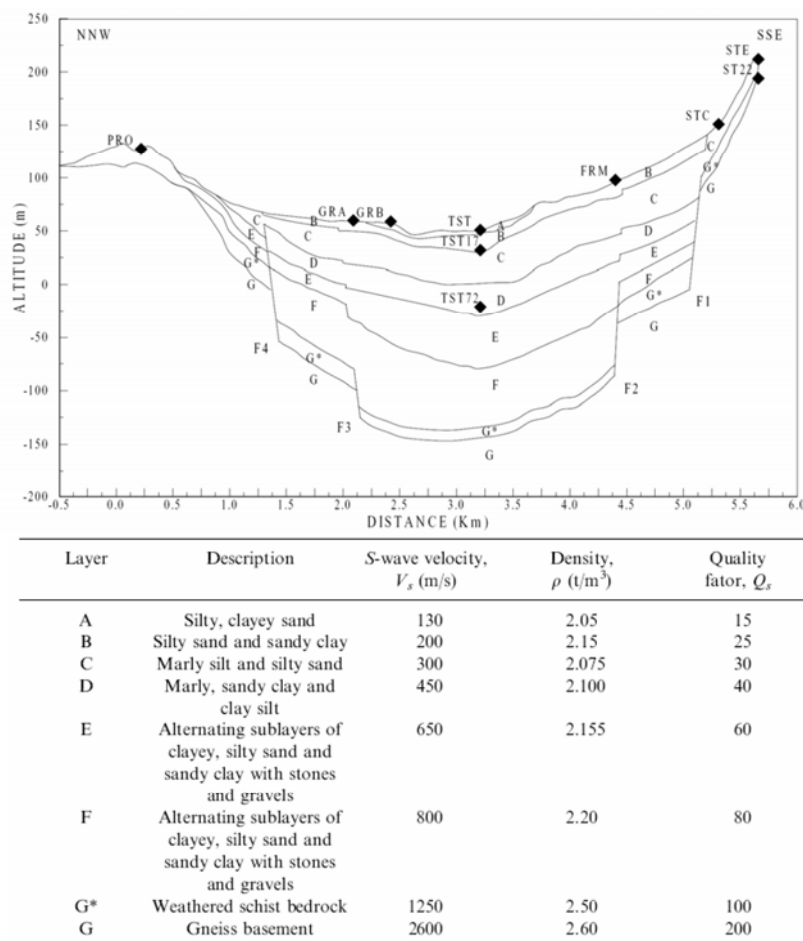


Figura 2.19 - Modello geotecnico della valle sedimentaria dello EUROSEISTEST; i rombi neri indicano gli accelerografi installati (Chávez-García *et al.*, 2000).

Sono stati registrati numerosi eventi di bassa e moderata intensità (magnitudo momento inferiore a 5.8) originati a distanze dal sito variabili indicativamente tra

5 e 120km. La registrazione relativa ad uno di questi eventi è riportata in Figura 2.20 in termini di componente radiale (moto nel piano della sezione) e trasversale (moto perpendicolare al piano della sezione). Per confronto sono riportate anche le storie temporali calcolate con analisi numeriche 1D, assumendo come moto di riferimento le registrazioni eseguite dall'accelerometro PRO (cfr. Figura 2.19). Tra le stazioni situate ai bordi e quelle al centro della valle si nota una significativa differenza nella durata del moto sismico registrato che, come si vede, non può in alcun modo essere prevista da una modellazione monodimensionale.

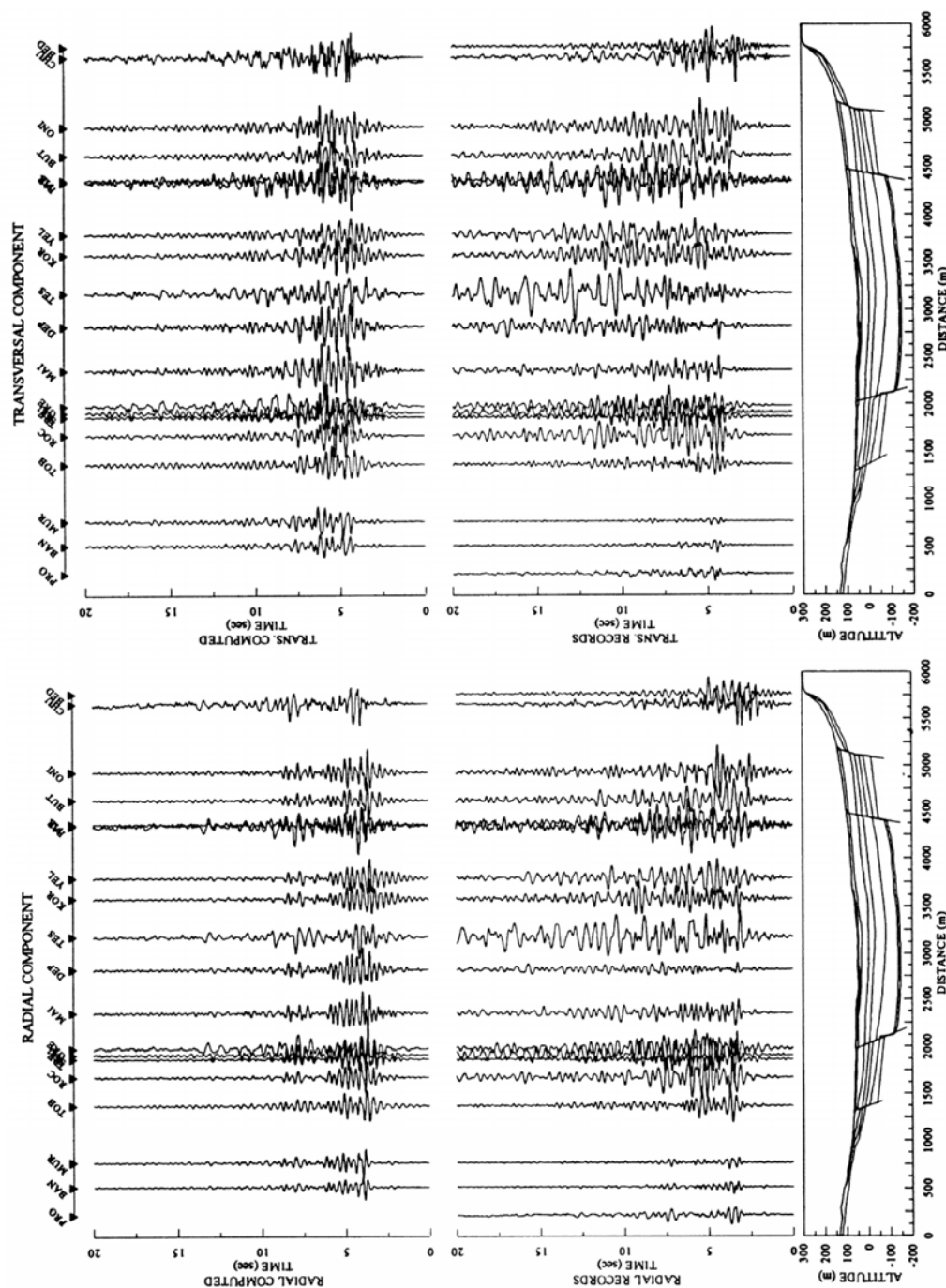


Figura 2.20 - Confronto tra sismogrammi registrati e calcolati per diverse stazioni lungo la superficie della valle dello EUROSEISTEST (Raptakis *et al.*, 2000).

Questa differenza è stata imputata ad onde di superficie generate in corrispondenza delle discontinuità, costituite dalle faglie F1, F2, F3 ed F4 e dai bordi della valle che rappresentano il contatto tra basamento roccioso e terreni di riempimento (cfr. Figura 2.19). Nelle registrazioni appaiono evidenti le onde di Rayleigh, nella componente radiale, e quelle di Love, nella componente trasversale. Le registrazioni sono state suddivise in finestre temporali contenenti prevalentemente un tipo di onda soltanto, cioè onde P (nella prima parte della registrazione), onde S (nella finestra temporale successiva) e onde di superficie SW (nella restante parte dell'accelerogramma). Sono state così calcolate le funzioni di trasferimento, rispetto all'affioramento del basamento, di ciascun intervallo in modo da valutare il contributo di ciascuna onda alla funzione di amplificazione totale (Raptakis *et al.*, 2000). L'elaborazione, sia per la componente trasversale (Figura 2.21a) che verticale (Figura 2.21b), mostra che l'ampiezza della funzione di trasferimento al centro della valle (stazione TST) associata alle onde di superficie SW è maggiore dell'ampiezza della corrispondente funzione associata alle onde S, ed è comparabile con quella dell'intero accelerogramma.

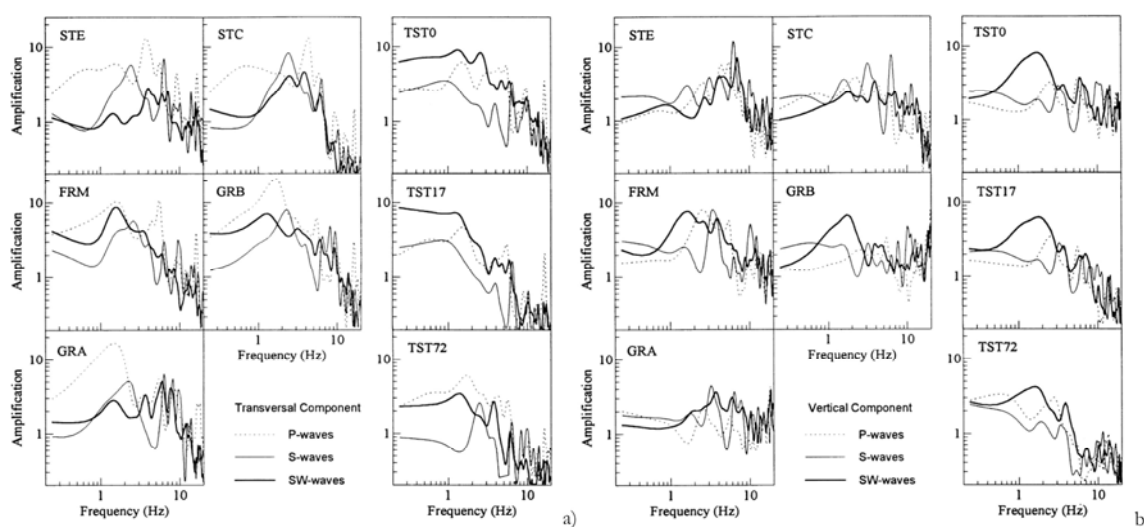


Figura 2.21 - Funzioni di amplificazioni sperimentali ottenute con riferimento alle finestre temporali delle onde P, S e di superficie SW: (a) componente trasversale (b) componente verticale (Raptakis *et al.*, 2000).

Questo accade anche per le registrazioni effettuate in profondità nell'array al centro della valle (stazioni TST17 e TST72). Le onde di superficie interessano quindi tutto il volume della valle e condizionano in maniera fondamentale tutte e tre le componenti del moto. Il fatto che i massimi delle funzioni di amplificazione delle onde S e delle onde SW appaiono alla stessa frequenza (circa 1Hz) implica poi che sia le onde di volume che quelle di superficie contribuiscono

all'amplificazione spettrale in corrispondenza della frequenza fondamentale.

In Figura 2.22 è mostrata una sezione sismica della valle, relativa ad analisi numeriche lineari 2D, eseguite applicando come input un impulso di tipo *wavelet* sotto forma di onde SH incidenti verticalmente. Ai bordi della valle (a sinistra della faglia F4 e a destra della faglia F1) le storie temporali sono costituite unicamente dalle onde incidenti. In corrispondenza della valle, in particolar modo nella parte centrale, dopo l'impulso di input, amplificato rispetto ai bordi per effetti sostanzialmente monodimensionali, appaiono onde di superficie di tipo Love. A queste ultime è associato un significativo incremento della durata e dell'ampiezza del moto. In particolare, onde di Love sono generate in corrispondenza delle faglie F1 e F4 e si propagano, con una velocità di gruppo di circa 200m/s, verso il centro della valle dove la durata significativa del moto è di circa 12 secondi.

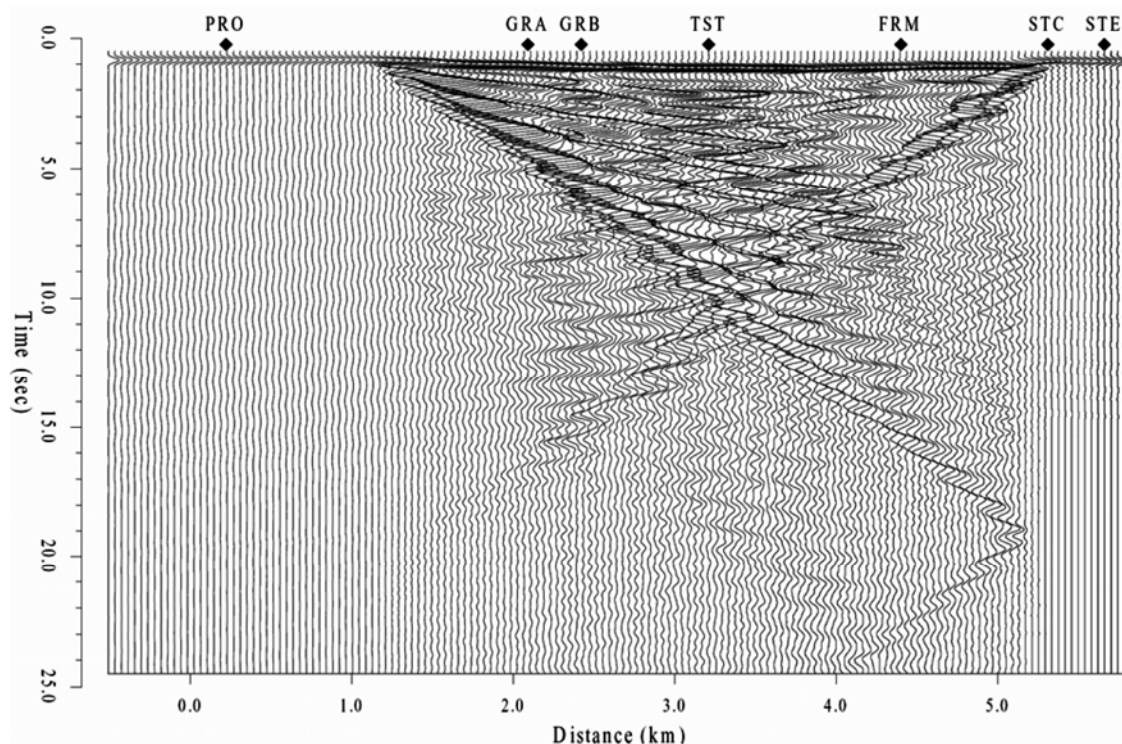


Figura 2.22 - Storie temporali calcolate alla superficie del modello 2D della valle dello EUROSEISTEST per incidenza verticale di onde SH (Chávez-García *et al.*, 2000).

3. LA SERIE SISMICA DEL 2002

La sequenza sismica del Molise è iniziata nelle prime ore del 31 ottobre 2002, interessando un settore dell'Appennino molisano con due eventi principali, avvenuti, il primo, il 31 ottobre alle 11.32 ($M_W=5.8$) ed, il secondo, di simile magnitudo, il giorno seguente, il 1 novembre alle 16.08 ($M_W=5.7$). Di tali eventi sono disponibili le registrazioni della Rete Accelerometrica Nazionale (RAN) (Figura 3.1). In Tabella 3.1 sono riportate le caratteristiche delle faglie, di tipo trascorrente, che hanno generato gli eventi principali (DISS working group, 2007).

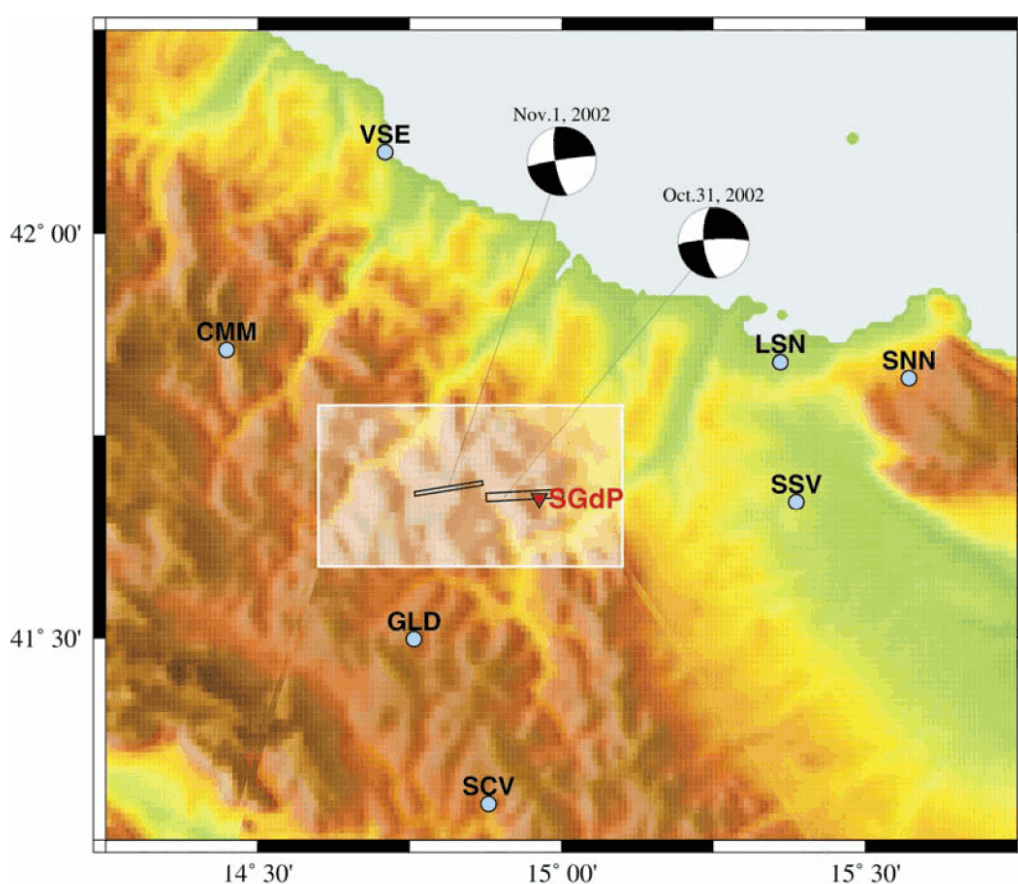


Figura 3.1 - Area colpita dalla sequenza sismica del Molise; è altresì indicata l'ubicazione delle stazioni sismiche della Rete Accelerometrica Nazionale (RAN) presenti nell'area (Franceschina *et al.*, 2007). La sigla SGdP sta per San Giuliano di Puglia.

Tabella 3.1 - Caratteristiche delle faglie che hanno provocato gli eventi del 31 ottobre e dell'1 novembre 2002 (DISS working group, 2007).

Evento	Strike [°]	Dip [°]	Rake [°]	L [km]	H [km]	Min. prof. [km]	Max. prof. [km]	M_W
31.X.02	267	82	203	10.5	8.0	12.0	19.9	5.8
01.XI.02	261	86	195	9.4	8.0	12.0	20.0	5.7

Indotta dal riassetto della sorgente, la sequenza sismica si è protratta per oltre un mese, con eventi di magnitudo fino a $M_L=5.2$ registrati sia dalla RAN, sia delle reti accelerometriche e velocimetriche mobili installate nell'area dopo le scosse principali (Figura 3.2). Oltre alle stazioni accelerometriche mobili installate a San Giuliano di Puglia (SGIA e SGIB, ubicate rispettivamente nei siti chiesa e scuola), nei pressi ve ne è solo un'altra, SCRO, installata a Santa Croce di Magliano (cfr. Figura 3.2b); tutte le altre sono di tipo velocimetrico. Nella mappa di Figura 3.2b sono riportati anche gli epicentri degli eventi significativi della sequenza sismica. Si può notare che tali epicentri, alla stessa stregua delle faglie, si dispongono grossomodo lungo una direttrice orientata in direzione Est-Ovest.

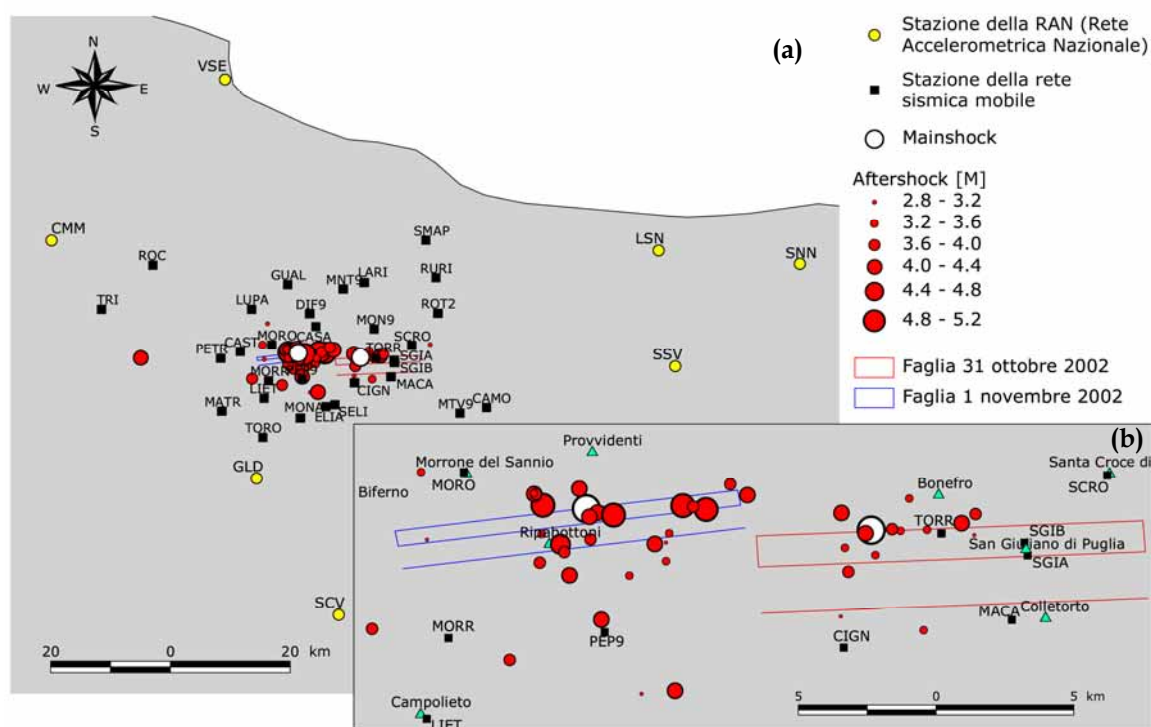


Figura 3.2 - Distribuzione degli eventi della sequenza sismica del Molise e posizione delle stazioni di misura fisse, della Rete Accelerometrica Nazionale, e mobili.

I meccanismi di sorgente che hanno innescato la sequenza si sono sviluppati principalmente a profondità comprese tra 10 e 25km (Valensise *et al.*, 2004), con quelli relativi alle due scosse principali rilevati entrambi a circa 20km (D6, 2006). Considerando la profondità ipocentrale, la sequenza è avvenuta ben al di sotto non solo delle unità a *thrust* appenniniche, ma anche delle unità apule di piattaforma che, più ad Est, rappresentano l'avampaese indeformato ed affiorante dell'orogene appenninico (Casciello *et al.*, 2004; Galli *et al.*, 2003). In Figura 3.3 è mostrato il confronto schematico tra la tipologia di faglia sepolta che ha generato

la sequenza del Molise ed altre tipologie tipiche dell'Appennino meridionale. Lo schema si riferisce al meccanismo di sorgente di 4 significativi eventi sismici italiani (1908, 1915, 1930, 1980) e del terremoto del Molise (2002). *Range bounding* sta per “chiara espressione geomorfologica” (spesso in associazione con la deformazione di depositi recenti sulla superficie di faglia); *hidden* sta per “rottura superficiale con limitata espressione geomorfologica”; mentre *blind* sta per “senza rotture superficiali”. Tra i 5 casi esposti, i segnali topografici associati ad un evento come quello del Molise sono i meno riconoscibili (Valensise *et al.*, 2004).

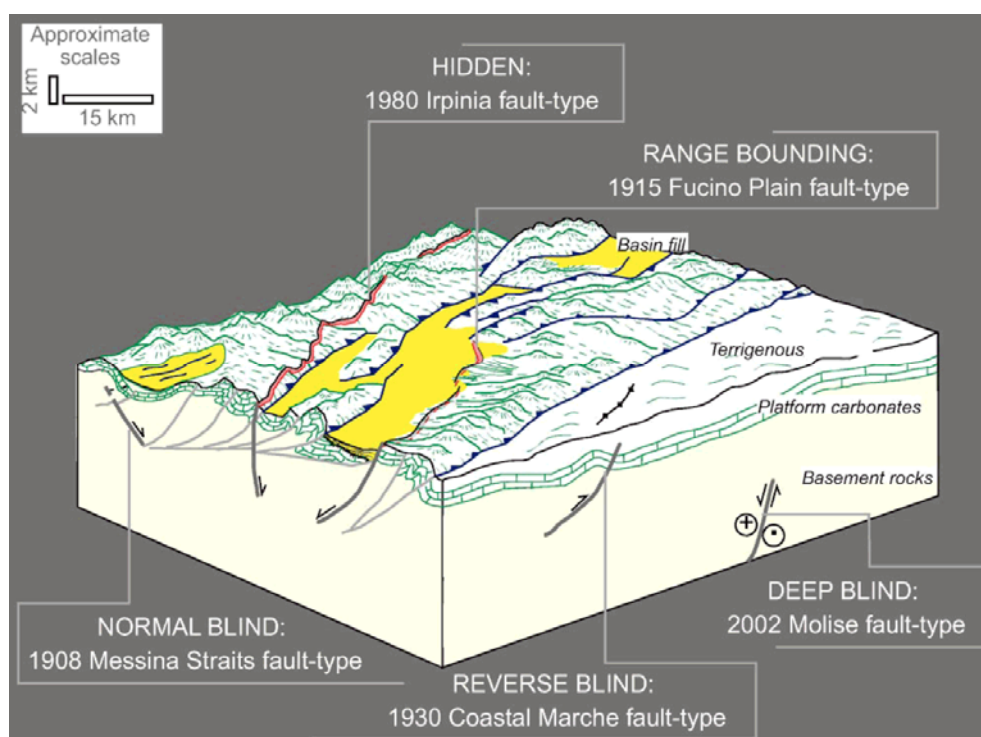


Figura 3.3 - Rappresentazione schematica di cinque stili tipici di faglia sismogenetica caratteristici dell'Appennino meridionale (Valensise *et al.*, 2004).

3.1 Sismicità storica

L'area dove sono verificati gli eventi sismici del 2002 è stata da sempre considerata, in particolare dalla Normativa in vigore in Italia fino al 2003 (cfr. Figura 1.6), una zona relativamente “sicura”, almeno rispetto alle aree più ad Est (Gargano) ed ad Ovest (catena appenninica) di essa. Il terremoto del 2002 ha mostrato – un'altra volta – che, in questo campo, l'empirismo deve essere adottato con cautela¹. Infatti, sebbene i *database* sismici italiani forniscano

¹ In realtà la proposta di riclassificazione sismica del 1998, mai applicata, superava già l'empirismo della zonazione del 1984, basata ancora solo sulla sismicità storica (Gruppo di

informazioni su eventi verificatisi anche due millenni fa, possono essere considerati completi solo per ciò che concerne i terremoti caratterizzati da magnitudo superiore a 6, occorsi negli ultimi 700 anni, ovvero in un periodo spesso inferiore al tempo di ritorno di faglie capaci di generare eventi di alta magnitudo (Valensise *et al.*, 2004).

Oggi uno dei cataloghi sismici più utilizzati dalla comunità scientifica è il CPTI04 ossia il *Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani* (CPTI working group, 2004); i dati contenuti nel CPTI04 sono stati georeferenziati in Figura 3.4. Si può notare che l'area di San Giuliano di Puglia costituisce un *gap* sismico, perchè è contornata da strutture sismogenetiche molto attive, malgrado non vi sia alcuna occorrenza di terremoto in prossimità del centro abitato prima del 2002, se si esclude l'evento del "Sannio-Molise" nel 1125. La posizione di questo evento, però, è stata stimata a partire da solo poche osservazioni macrosismiche, espresse in scala MCS (Mercalli-Cancani-Sieberg), come confermato dal risultato dell'interrogazione (Tabella 3.2) del *Database Macrosismico Italiano*² (Stucchi *et al.*, 2007). E' logico supporre che 4 soli valori di intensità macrosismica locale (I_s), rilevati in Comuni distanti tra loro 30÷60km, non abbiano consentito un'accurata localizzazione dell'epicentro nel CPTI04. Le elevate intensità macrosismiche rilevate dopo il terremoto del 1125 ($I_s=7\div 8$), sono però da ricondurre al patrimonio edilizio medievale, in genere ritenuto più vulnerabile agli eventi sismici di quello attuale.

Tabella 3.2 - Intensità macrosismiche a seguito del terremoto dell'11 ottobre 1125, accreditato, secondo il CPTI04, di una magnitudo momento pari a 5.71 (tabella tratta dal DBMI04). I Comuni per i quali è stata possibile una valutazione dell'intensità macrosismica (Bonito, Larino e Benevento) sono, inoltre, georeferenziati nella mappa di Figura 3.4. D=Damage (intensità non precisata).

Località	Lat	Lon	I_s
Bonito	41.102	15.004	8
Larino	41.800	14.911	8
Benevento	41.129	14.777	7-8
Cliternia Nuova	41.896	15.076	D

Il DBMI04 è stato nuovamente interrogato per quanto riguarda la storia sismica di San Giuliano di Puglia (Tabella 3.3), ma non vi è traccia dell'evento occorso nel 1125, forse perché il nucleo originario del paese risale ad un periodo successivo³.

Lavoro, 1999).

² Il cui usuale acronimo è DBMI04, in quanto è associato al CPTI04.

³ I primi riscontri dell'esistenza di San Giuliano di Puglia sono contenuti nelle Memorie civili,

Tabella 3.3 - Storia sismica di San Giuliano di Puglia (tabella tratta dal DBMI04). NF=Not Felt.

Is	Anno	Me	Gi	AE	Io	Mw	Rt	Rt1
8-9	2002	10	31	MOLISE	7-8	5.78	INGVAM	INGVAM
3	1997	03	19	MATESE	6	4.59	BMING	BMING
3	1995	09	30	GARGANO	6	5.22	BMING	BMING
NF	1991	05	26	POTENTINO	7	5.22	BMING	BMING
3	1990	05	05	POTENTINO	7	5.84	BMING	BMING
4	1984	05	07	Appennino abruzzese	8	5.93	CFTI	BOA000
6	1980	11	23	Irpinia-Basilicata	10	6.89	CFTI	BOA997
6	1962	08	21	Irpinia	9	6.19	CFTI	BOA997

Per questo motivo si è pensato di consultare il DBMI04 anche in merito alla storia sismica di Larino, in quanto nucleo urbano antico, ovvero precedente all'anno 1000, più prossimo a San Giuliano di Puglia (distante da esso meno di 20km). In Tabella 3.4 è mostrato il risultato di questa interrogazione.

Tabella 3.4 - Storia sismica di Larino (tabella tratta dal DBMI04). NF=Not Felt. F=Felt. Per confronto la seconda colonna 'Is(SGdP)' riporta le intensità macrosismiche osservate a San Giuliano di Puglia.

Is	Is(SGdP)	Anno	Me	Gi	AE	Io	Mw	Rt	Rt1
6	8-9	2002	10	31	MOLISE	7-8	5.78	INGVAM	INGVAM
NF	3	1997	03	19	MATESE	6	4.59	BMING	BMING
3	3	1995	09	30	GARGANO	6	5.22	BMING	BMING
NF	NF	1991	05	26	POTENTINO	7	5.22	BMING	BMING
3-4	3	1990	05	05	POTENTINO	7	5.84	BMING	BMING
3-4		1988	04	26	ADRIATICO CENTRALE	5	5.43	BMING	BMING
4	4	1984	05	07	Appennino abruzzese	8	5.93	CFTI	BOA000
NF		1984	04	29	GUBBIO/VALFABBRICA	7	5.68	DOM	GDTRD
5	6	1980	11	23	Irpinia-Basilicata	10	6.89	CFTI	BOA997
4		1937	07	17	SAN SEVERO	6-7	5.07	DOM	MOM981
4		1937	12	15	CAPITANATA	5	4.72	DOM	GDTSP
4		1933	09	26	Maiella	8-9	5.68	CFTI	BOA997
5		1930	07	23	Irpinia	10	6.72	CFTI	BOA997
2		1930	10	30	SENIGALLIA	9	5.94	DOM	MOM992
3		1927	05	25	CERRETO	6-7	5.16	DOM	GDTSP
5		1915	01	13	AVEZZANO	11	6.99	DOM	MOA996
3-4		1913	10	04	MATESE	7-8	5.40	DOM	MOR990
3		1894	03	25	LESINA	7	5.17	DOM	GDTSP
2-3		1892	06	06	TREMITI	6-7	5.07	DOM	GDTSP
4-5		1889	12	08	APRICENA	7	5.55	DOM	MEM985
4-5		1875	12	06	S.MARCO IN LAMIS	7-8	6.07	DOM	MEM985
F		1841	02	21	S.MARCO IN LAMIS	7-8	5.40	DOM	GDTRM
6		1805	07	26	Molise	10	6.57	CFTI	BOA997
7		1627	07	30	Gargano	10	6.73	CFTI	BOA997
8		1125	10	11	Sannio-Molise	8	5.71	CFTI	BOA997

storiche ed ecclesiastiche della Diocesi e città di Larino, di Giovanni Andrea Tria, Vescovo di Larino (1744), anche se è indubbio che il nucleo originario è certamente precedente. Infatti, nel X secolo, i principi longobardi di Benevento, Landolfo e Pandolfo, fecero costruire una badia dedicata a Sant'Elena. San Giuliano di Puglia sembra sia sorto nell'XI secolo nei dintorni di questa badia (informazioni tratte dal sito www.regionemolise.com).

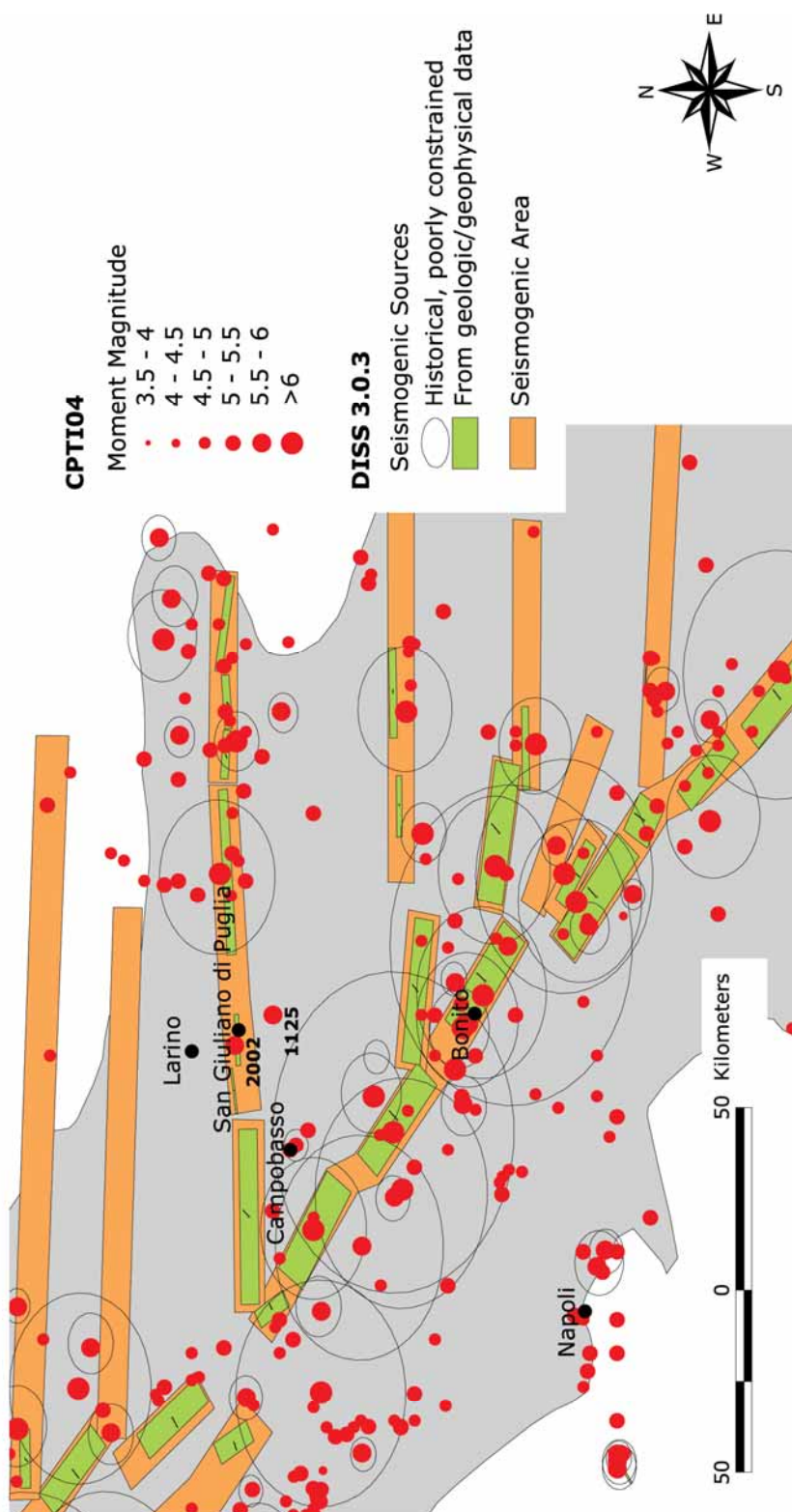


Figura 3.4 - Eventi sismici contenuti nel CPTI04, e sorgenti sismogenetiche ad alcuni di essi associate nel DISS 3.0.3; da quest'ultimo database sono inoltre riportate le aree sismogenetiche.

Dal confronto tra gli eventi comuni ad entrambe le storie sismiche (prima e seconda colonna di Tabella 3.4) non si notano particolari differenze, in termini di intensità macrosismiche, ad eccezione degli effetti prodotti dal terremoto del 2002 (questo aspetto sarà sviluppato nel §3.2). In particolare, per l'evento dell'Irpinia-Basilicata (1980) a San Giuliano di Puglia è stato riscontrato un danneggiamento superiore di un grado MCS rispetto a Larino; invece l'intensità macrosismica indotta dai terremoti del Gargano (1995), del Potentino (1991) e dell'Appennino abruzzese (1984) è la stessa per entrambi i siti; mentre il sisma del Potentino occorso nel 1990 è stato avvertito maggiormente dalla popolazione di Larino.

Se, data la scarsa affidabilità ad esse associata, si escludono le osservazioni su San Giuliano di Puglia caratterizzate da un'intensità MCS inferiore a 6⁴, l'unico terremoto comune alle storie sismiche di entrambi i siti è quello del 1980, che a San Giuliano di Puglia, distante circa 96km dall'epicentro, ha causato lievi danni (VI grado), mentre a Larino, distante circa 110km, ha avuto effetti temporanei (V grado). Queste osservazioni macrosismiche sembrano quindi confermare l'incidenza degli effetti di sito a San Giuliano di Puglia, ampiamente evidenziata dalla serie sismica del 2002.

La Figura 3.4 riporta, inoltre, alcuni contenuti del *Database of Potential Sources for Earthquakes Larger than M 5.5 in Italy* (DISS working group, 2007); in verde, le sorgenti sismogenetiche certe, individuate tramite studi geologici e geofisici in sito, mentre le aree dove è probabile che vi sia una sorgente sono racchiuse da cerchi neri. Tali aree sono state perimetrate da osservazioni sulla macrosismicità storica indotta dai terremoti nel passato.

Si noti che nei pressi di San Giuliano di Puglia, a prescindere dalle faglie individuate dopo la sequenza sismica del 2002 (incluse solo nella recente versione 3.0.3 del DISS), il *database* non contiene altre sorgenti sismogenetiche. Del resto, dal terremoto del 1125, sebbene accreditato di una magnitudo superiore a 5.5, date le scarse conoscenze macrosismiche in merito a questo evento (cfr. Tabella 3.2), non sembra possibile circoscrivere neppure un'area dove è probabile la presenza della faglia generatrice; tuttavia in questa versione del *database* le sorgenti dei terremoti del 2002 ricadono nell'area sismogenetica che include anche il complesso del Gargano più ad Est.

Grazie all'individuazione delle sorgenti sismogenetiche, nel DISS sono altresì

⁴ Perché, dal grado IV iniziano a verificarsi i primi effetti tangibili sui manufatti, cioè crepe nei pilastri deboli e nelle murature di classe D; al contrario, i gradi inferiori, risentono delle sensazioni legate al soggetto che avverte la scossa, particolarmente quando il campione è limitato a poche persone.

individuate alcune aree sismogenetiche (in arancione in Figura 3.4), cioè dei sistemi di faglie attive caratterizzate da una magnitudo massima generabile, da un meccanismo focale prevalente e da un intervallo tipico per la profondità ipocentrale. In Tabella 3.5 sono riportate le informazioni disponibili nel DISS 3.0.3 riguardo all'area sismogenetica Ripabottoni - San Severo, che comprende le strutture che hanno causato la sequenza del Molise nel 2002 (cfr. Figura 3.4). Si può notare come tali informazioni siano in accordo con le caratteristiche ipotizzate delle faglie che hanno provocato gli eventi del 31 ottobre e dell'1 novembre 2002 (cfr. Tabella 3.1).

Tabella 3.5 - Alcune caratteristiche dell'area sismogenetica Ripabottoni - San Severo, che comprende le strutture che hanno causato la sequenza del Molise nel 2002 (DISS working group, 2007).

SOURCENAME	Ripabottoni-San Severo
MINDEPTH	11
MAXDEPTH	25
STRIKEMIN	250
STRIKEMAX	270
DIPMIN	80
DIPMAX	90
RAKEMIN	180
RAKEMAX	220
SLIPRATEMIN	0.1
SLIPRATEMAX	1
MAXMAG	6.8
COMPILED BY	Fracassi, U.
LATESTUPDATE	38932
DEPTH	Based on depth of instrumental major earthquakes in the region.
STRIKE, DIP	Based on seismological, macroseismic and geophysical data.
RAKE	Based on seismological data and on regional literature data.
SLIPRATE	Constrained by regional tectonic considerations.
MAXMAG	Derived from maximum magnitude of associated individual source(s).

3.2 Le scosse principali

Entrambi gli eventi del 31 ottobre e dell'1 novembre sono stati avvertiti in una vasta regione dell'Italia centro-meridionale. A fronte del diffuso livello di danneggiamento lieve e moderato che interessava i paesi dell'area epicentrale, la zona di danneggiamento più intenso è apparsa nell'immediato quella di San Giuliano di Puglia (Figura 3.5). La situazione di San Giuliano di Puglia, già all'indomani della prima scossa, era caratterizzata da una distruzione quasi totale di un'ampia porzione della zona di crinale (valutabile al IX grado della scala MCS); al contrario, nel nucleo storico del paese, i danni sono stati perlopiù lievi,

invero vi è stato qualche danno moderato ma rari danni gravi (VI-VII grado MCS) (Galli *et al.*, 2003).

In seguito, nel mese di novembre 2002, un gruppo di lavoro, afferente alle università della Basilicata (DiSGG) e della “Federico II” di Napoli (LUPT), ha effettuato un secondo rilievo, che ha permesso di riconoscere sia le caratteristiche tipologiche e sia il danneggiamento degli edifici del centro abitato di San Giuliano di Puglia (cfr. §7.3). Tale rilievo ha sostanzialmente confermato i risultati del primo alla scala del centro urbano, indicando intensità macrosismiche dell’VIII grado EMS nella parte di più recente costruzione (successiva agli anni ‘30) e del VI grado EMS nel centro medievale (Dolce *et al.*, 2004), mentre offre delle informazioni di maggior dettaglio sui singoli edifici.

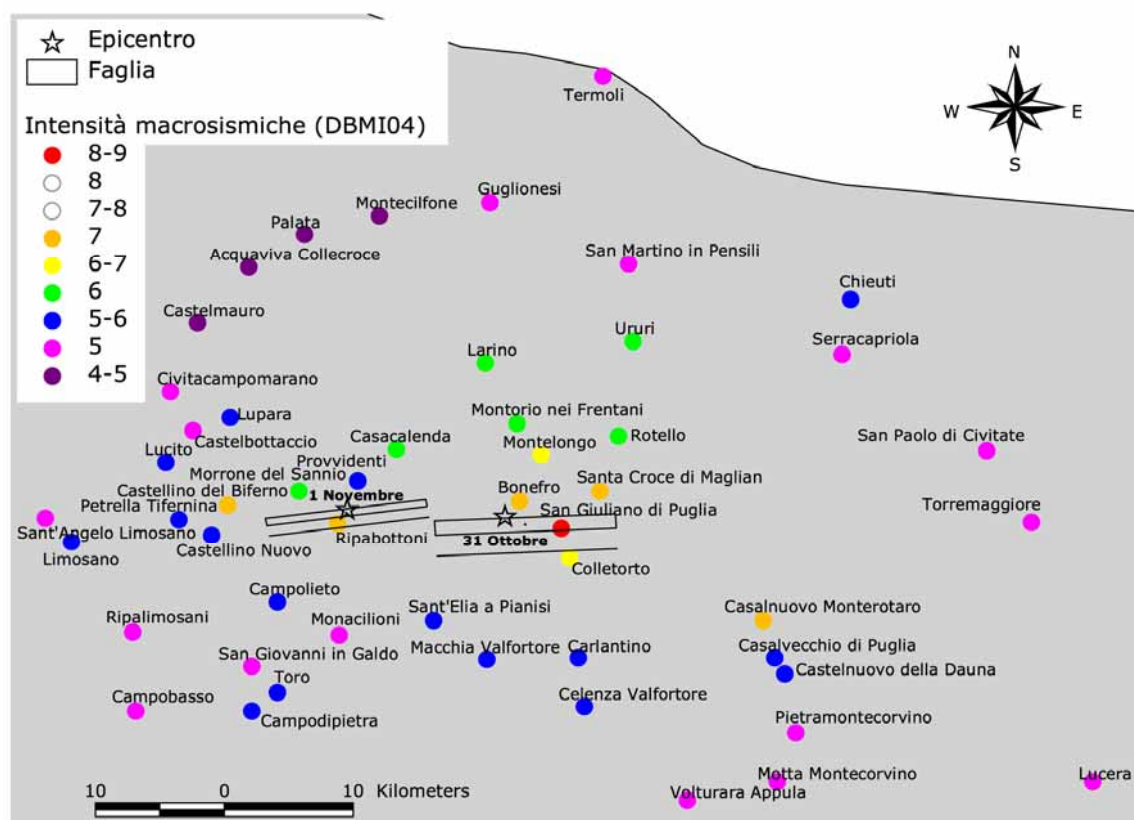


Figura 3.5 - Intensità MCS attribuite ai paesi visitati dalle squadre QUEST; le proiezioni in superficie delle faglie 31 ottobre ed 1 novembre sono tratte dal DISS 3.0.3 (cfr. Tabella 3.1).

A rigore il grado di danneggiamento sarebbe da considerare come il prodotto dell'intera sequenza sismica, ma la seconda forte scossa (1 novembre) e i successivi *aftershocks* hanno provocato solo l'acuirsi delle situazioni di danneggiamento dovute all'evento del 31 ottobre. Questa osservazione è stata possibile grazie al tempestivo intervento delle squadre del QUEST (*Quick Earthquake Survey Team*) che già dalle ore 13 del 31 ottobre, a sole due ore dal

sisma, hanno intrapreso il rilievo macrosismico speditivo dell'area. Per quanto puramente indicativo, il confronto tra le intensità assegnate a seguito del terremoto del 31 ottobre e quelle relative al cumulo dei danni a seguito dell'evento dell'1 novembre e successivi, evidenzia un aumento massimo di un grado MCS solo in alcuni centri (Galli *et al.*, 2003). Tale aumento è stato presumibilmente maggiore nei paesi ad Ovest della mappa di Figura 3.5, più prossimi alla faglia che ha scaturito, l'1 novembre, il secondo *mainshock*. Quindi il confronto tra danneggiamento e simulazioni numeriche della sequenza sismica del Molise a San Giuliano di Puglia è eseguito con particolare riferimento alla scossa del 31 ottobre 2002 (cfr. §7.3).

Dall'analisi delle intensità macrosismiche rilevate, i centri urbani maggiormente colpiti sono distribuiti in un'area orientata in direzione Est-Ovest, centrata su San Giuliano di Puglia, che riflette l'andamento in profondità della struttura sismogenetica responsabile della sequenza sismica (cfr. Figura 3.5). La Figura 3.6 fornisce una stima dell'andamento delle isosime di VII e VI grado MCS.

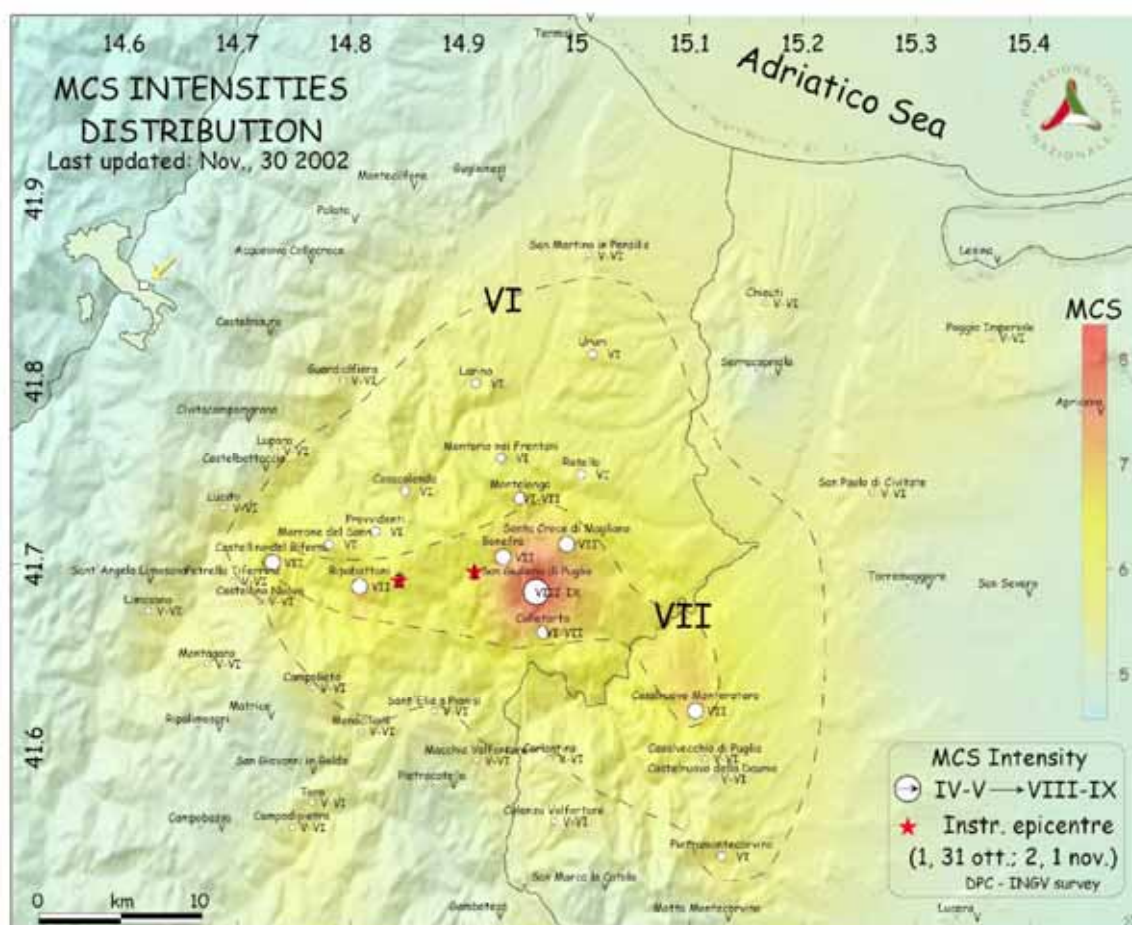


Figura 3.6 - Distribuzione delle intensità rilevate ed isosisme da esse dedotte, in relazione ai due eventi principali del 31 ottobre e dell'1 novembre 2002 (Galli e Molin, 2004).

3.3 Gli aftershocks

In Tabella 3.6a,b sono riportati i parametri ufficiali attribuiti dall'INGV ai due eventi principali e quelli relativi ad alcuni degli *aftershocks* più significativi che hanno scosso l'area di studio, registrati, tra l'altro, da un gran numero di stazioni sismiche ivi installate (cfr. Figura 3.2). La sigla GE nell'ultima colonna di Tabella 3.6 indica che la localizzazione e la magnitudo sono state stimate utilizzando il *data set* velocimetrico (Bindi *et al.*, 2006). Per gli eventi di cui non si disponeva di registrazioni velocimetriche, la localizzazione e la magnitudo sono quelle relative al bollettino INGV oppure ottenute da altre fonti. Le magnitudo considerate sono o la magnitudo locale (M_L) oppure quella di durata (M_D). Solo per le due scosse principali la magnitudo locale è stata calcolata dalla magnitudo momento (M_W , non riportata in tabella).

Tabella 3.6a - Lista degli eventi registrati dalla RAN e dalla rete mobile (Figura 3.2) (Bindi *et al.*, 2006)

ID	Date	hh.mm	Lat	Lon	Depth [km]	M_L	M_D	Modificato
001	31 Ott 02	10.32	41.6920	14.9130	22.3	5.7		INGV-UFF
002	01 Nov 02	15.09	41.6990	14.8200	19.1	5.7		INGV-UFF
003	01 Nov 02	15.19	41.6988	14.8591	16.4	5.0		GE
004	01 Nov 02	17.21	41.7000	14.8515	17.5	5.0		GE
005	01 Nov 02	22.43	41.6876	14.8423	15.3	4.2		GE
006	02 Nov 02	2.37	41.6875	14.8115	13.9	4.6		GE
007	02 Nov 02	6.21	41.6978	14.8237	17.2	4.4		GE
008	02 Nov 02	17.20	41.6850	14.8128	16.3	4.0		GE
009	02 Nov 02	23.25	41.6775	14.8145	15.0	4.4		GE
010	02 Nov 02	23.27	41.6910	14.9112	11.4	4.4		GE
011	02 Nov 02	23.59	41.6977	14.9033	11.1	4.2		GE
012	03 Nov 02	14.34	41.6773	14.8340	12.3	3.5		GE
013	04 Nov 02	0.35	41.6970	14.8290	14.8	4.9		GE
014	04 Nov 02	3.26	41.6963	14.8210	15.2	4.4		GE
015	04 Nov 02	3.49	41.6891	14.8215	13.9	3.9		GE
016	04 Nov 02	9.28	41.7035	14.8726	14.9	4.1		GE
017	04 Nov 02	11.11	41.6918	14.9225	8.9	3.6		GE
018	04 Nov 02	14.31	41.6923	14.9198	9.2	3.7		GE
019	04 Nov 02	18.45	41.6863	14.9045	11.4		3.3	GE+INGV
020	05 Nov 02	23.10	41.6943	14.9425	13.6	4.3		GE
021	06 Nov 02	5.54	41.6815	14.8048	15.4	3.9		GE
022	07 Nov 02	6.51	41.6840	14.9143	10.7	3.5		GE
023	08 Nov 02	3.13	41.6905	14.9467	13.1	3.0		GE
024	08 Nov 02	3.53	41.7023	14.9253	13.6	3.6		GE
025	09 Nov 02	13.40	41.6997	14.8550	14.8	4.0		GE

Tra questi eventi, sono stati selezionati – in grassetto nella Tabella 3.6b – quelli registrati dalla rete accelerometrica mobile attivata il 10 novembre 2002, quindi alcuni giorni dopo il *mainshock*, dal Dipartimento della Protezione Civile, nel

centro urbano di San Giuliano di Puglia⁵. Questa rete era composta di due stazioni di misura posizionate a Sud, nel centro storico ed in prossimità della chiesa (CHI), e nella zona Nord, nei pressi della scuola ‘Francesco Jovine’ (SCL) (Figura 3.7). Ciascuna stazione era equipaggiata con sensori *Kinematics* a tre componenti, modello *Episensor* e da acquisitori digitali ad alta dinamica (24bits) *Kinematics*, modello *Everest* (Gorini *et al.*, 2003).

Tabella 3.6b - Lista degli eventi registrati dalla RAN e dalla rete mobile (Figura 3.2) (Bindi *et al.*, 2006)

	ID	Date	hh.mm	Lat	Lon	Depth [km]	M _L	M _D	Modificato
Eventi registrati a SGdP dalla rete accelerometrica mobile DPC	026	10 Nov 02	12.23	41.6820	14.8460	12.9	3.6		INGV
	027	10 Nov 02	14.06	41.6880	14.8460	14.4		2.9	INGV
	028	11 Nov 02	18.32	41.7070	14.8670	15.1	4.0		GE
	029	11 Nov 02	19.13	41.6973	14.9470	14.0	3.9		GE
	030	12 Nov 02	9.27	41.7002	14.8058	18.3	5.2		GE
	031	12 Nov 02	13.46	41.7038	14.8030	16.4	4.3		GE
	032	12 Nov 02	15.20	41.7038	14.8035	17.0	3.8		GE
	033*	12 Nov 02	16.17	41.7040	14.8028	17.2	3.5		GE
	034	13 Nov 02	2.52	41.7055	14.8178	19.0	4.1		GE
	035	16 Nov 02	4.30	41.6913	14.5831	17.9	4.2		GE
	036	16 Nov 02	16.55	41.6922	14.9313	12.7	3.5		GE
	037	17 Nov 02	21.01	41.6908	14.8053	13.5	3.6		GE
	038*	28 Nov 02	2.21	41.7115	15.0173	24.2		3.2	DE GORI
	039*	01 Dic 02	23.29	41.6595	14.9302	17.7		3.3	DE GORI
	040	02 Dic 02	20.52	41.6786	14.9057	3.5	4.0		INGV
	041	22 Gen 03	18.18	41.6390	14.8380	5.0		3.2	INGV
	042	27 Gen 03	3.05	41.7430	14.7730	10.4		3.2	INGV
	043	27 Gen 03	4.03	41.7110	14.7660	5.0		3.5	INGV
	044	19 Feb 03	5.52	41.6600	14.7500	5.0	3.8		INGV
	045	28 Mar 03	14.32	41.6640	14.9030	8.1		2.9	INGV
	046	04 Apr 03	17.37	41.6890	14.7680	10.2		2.9	INGV
	047	28 Apr 03	20.12	41.6910	14.8470	10.3		3.4	INGV
	048	02 Mag 03	3.53	41.6500	14.7950	6.0	3.9		INGV
	049	01 Giu 03	15.45	41.6630	14.8250	12.4	4.3		INGV
	050	05 Nov 03	14.23	41.6970	14.9380	9.0		2.6	INGV
	051	30 Dic 03	5.31	41.6400	14.8490	5.0	4.3		INGV

A rigore, il sito chiesa, non può essere considerato come sito di riferimento in senso assoluto – non è un affioramento rigido e piano – per due motivi:

- nei pressi della chiesa è stata eseguita un’indagine sismica *down-hole* (cfr. §4.3.1.1), che ha evidenziato valori di velocità delle onde di taglio relativamente bassi del flysch più superficiale (una media, nei primi 8 metri di profondità, di circa 400m/s), questi valori fanno presagire fenomeni di amplificazione stratigrafica non trascurabili;

⁵ Delle 15 registrazioni effettuate a San Giuliano di Puglia dalla rete accelerometrica mobile del DPC, di 3 non sono state fornite, nell’ambito del Progetto S3, le storie accelerometriche (*aftershocks* contrassegnati con asterisco in Tabella 3.6b e con colore grigio chiaro in Figura 3.8).

- inoltre la zona medievale del centro abitato sorge su di un promontorio caratterizzato da elevate pendenze, dove perciò è possibile che si verifichino fenomeni di amplificazione topografica.

Del resto anche lo studio eseguito da Cara *et al.* (2005) ha evidenziato, tramite il confronto tra i segnali di *aftershocks* registrati nel sito chiesa e quelli registrati su di un sito dove affiora l'unità calcarea intatta (denominato TORR, posizionato a circa 2.5km di distanza ad Est di San Giuliano di Puglia), un'amplificazione del moto sismico di un fattore mediamente pari a 2 nel campo 2÷6Hz e pari circa a 3 per frequenze maggiori di 6Hz.

Quanto detto, ai fini del presente studio, può essere considerato in maniera marginale, infatti lo scopo della ricerca è quello di effettuare delle modellazioni numeriche della risposta sismica del sottosuolo del centro urbano di San Giuliano di Puglia, ed, a questa scala, il sito chiesa costituisce un affidabile sito di riferimento relativo.

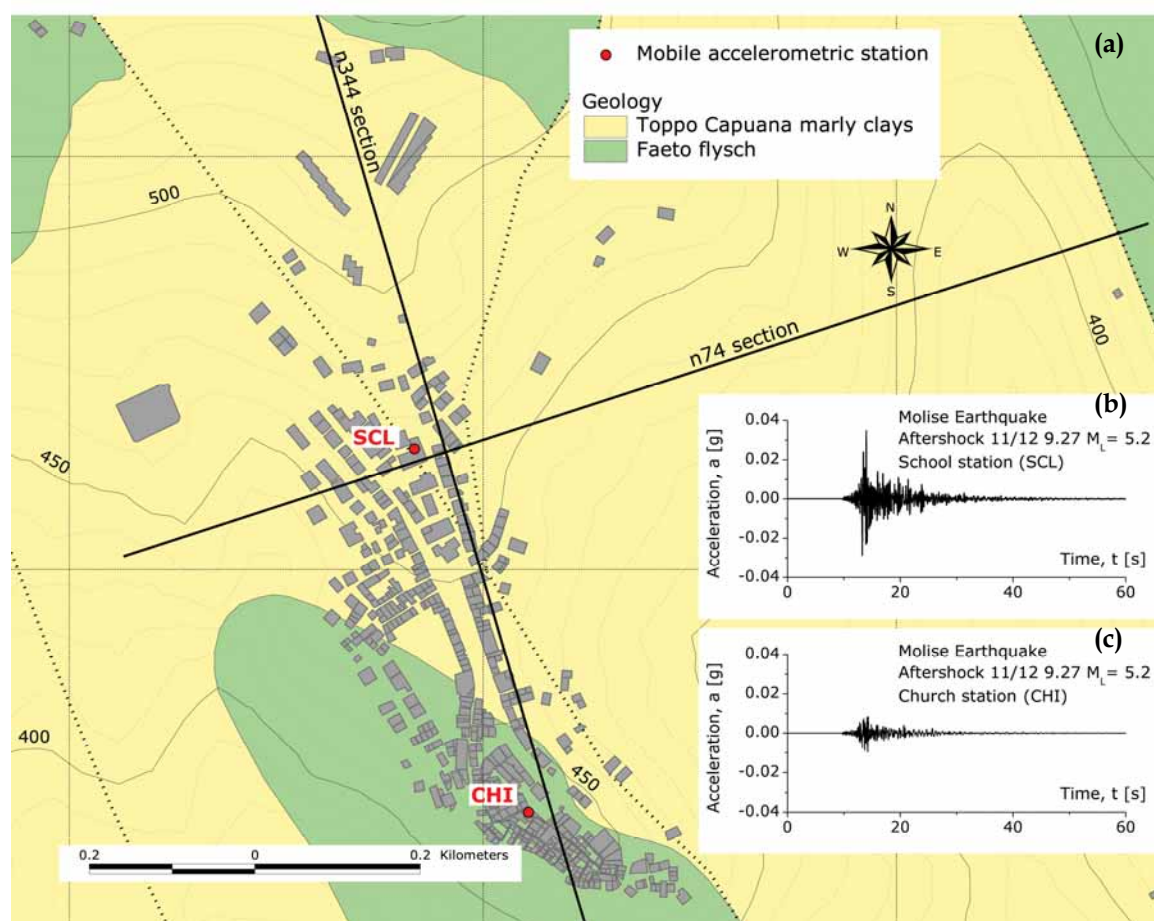


Figura 3.7 - Rete accelerometrica mobile del DPC installata a San Giuliano di Puglia nel periodo tra novembre e dicembre 2002 (a) e registrazioni presso le stazioni SCL (b) e CHI (c) dell'evento occorso il 12 Novembre (evento 030, $M_L=5.2$).

In Figura 3.7b,c si può notare la significativa differenza tra le registrazioni, relative al medesimo evento, effettuate dalle due stazioni accelerometriche; l'evento in questione si è verificato il 12 novembre 2002 alle 9.27 ($M_L=5.2$) ed è il più energetico tra le scosse di assestamento delle sorgenti sismiche, la posizione dell'epicentro di questo evento è stata stimata a circa 2km a Nord di Ripabottoni (Figura 3.8). In Figura 3.8 sono mostrate le posizioni epicentrali e le relative magnitudo di tipo locale M_L oppure di durata M_D (cfr. Tabella 3.6b) degli eventi registrati in entrambe le stazioni SCL e CHI, anch'esse riportate in figura, dalla rete accelerometrica mobile di San Giuliano di Puglia.

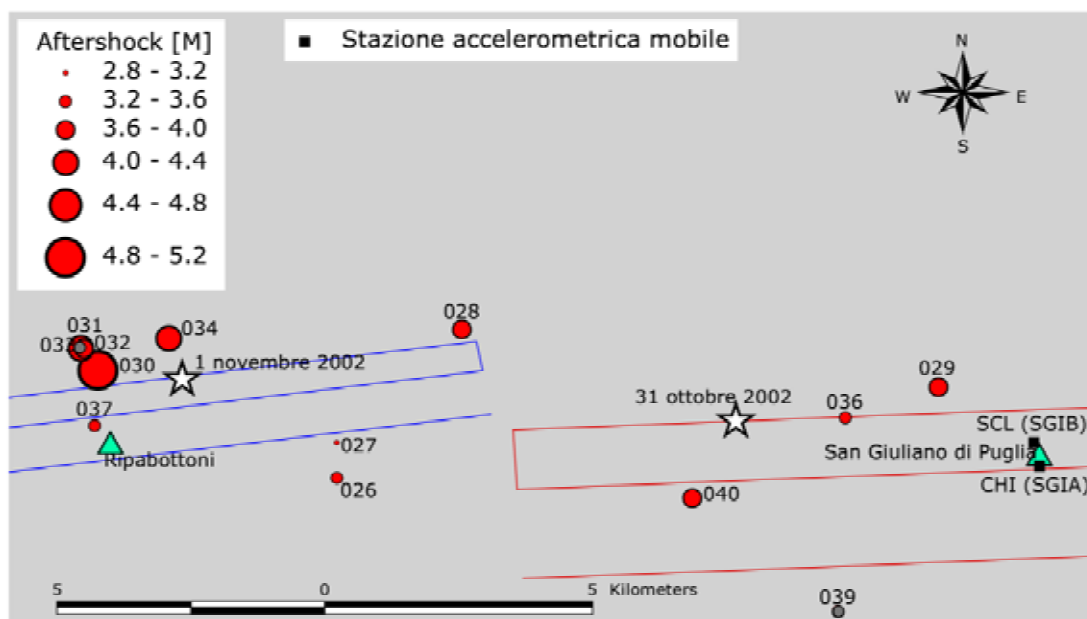


Figura 3.8 - Alcuni *aftershock* registrati dalla rete accelerometrica mobile di San Giuliano di Puglia (cfr. Tabella 3.6 e Figura 3.7). Sono in rosso gli *aftershock* per i quali, nell'ambito del Progetto S3, sono stati forniti gli accelerogrammi. Nella mappa non è riportato l'evento 035 (16 novembre 2002, $M_L=4.2$) perché l'epicentro si trova ad una considerevole distanza (25km) ad Ovest di Ripabottoni, né l'evento 038, ubicato circa 8km a Nord-Est di San Giuliano di Puglia.

La Figura 3.9 mostra le accelerazioni massime rilevate in ciascuno dei 12 eventi disponibili, registrati dalla rete accelerometrica mobile DPC, previa proiezione lungo le direzioni n344 ed n74 (cfr. Figura 3.7); in particolare, per mezzo delle equazioni:

$$a(t)_{n344} = a(t)_{Nord} \cdot \cos(16^\circ) - a(t)_{Est} \cdot \sin(16^\circ) \quad \text{Equazione 3.1}$$

$$a(t)_{n74} = a(t)_{Nord} \cdot \sin(16^\circ) + a(t)_{Est} \cdot \cos(16^\circ) \quad \text{Equazione 3.2}$$

sono state ricavate le componenti orizzontali n344 e n74 degli accelerogrammi $a(t)$ registrati dalla rete accelerometrica, nei siti scuola e chiesa. Si veda l'Appendice A.2 per i grafici delle storie accelerometriche.

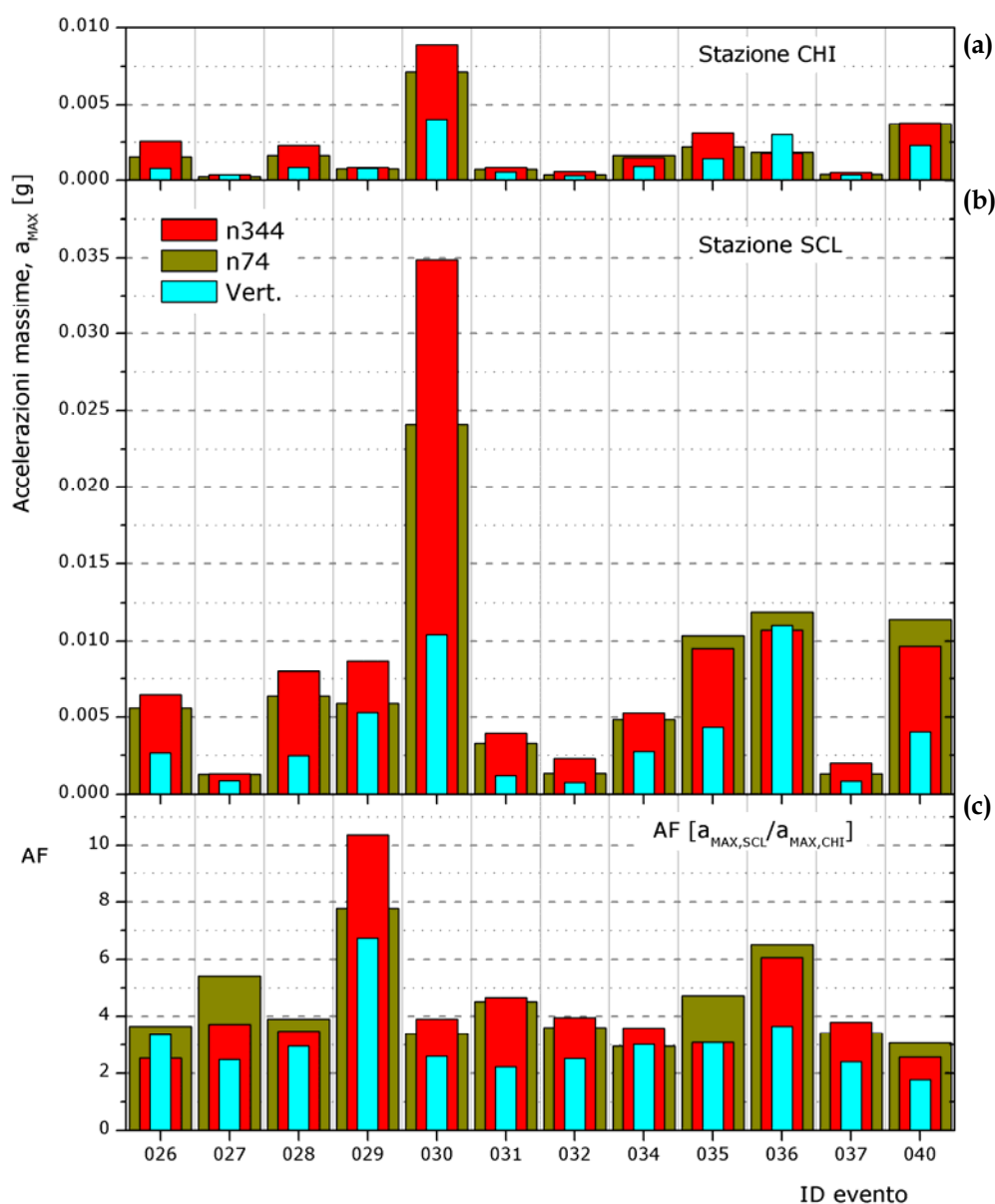


Figura 3.9 - Accelerazioni massime rilevate dalla rete sismica mobile DPC nei siti chiesa (a) e scuola (b) e relativi fattori di amplificazione (c).

I motivi per cui è stata eseguita la proiezione sono molteplici. La direzione n344 segue il crinale su cui è edificato il centro urbano San Giuliano di Puglia, e perciò permette:

- sia la validazione dei modelli di sottosuolo (cfr. §6) tramite le registrazioni degli *aftershocks* della rete accelerometrica mobile DPC (cfr. Figura 3.7);
- sia il confronto tra le simulazioni numeriche dell'evento principale e la distribuzione del danneggiamento nel centro urbano (§7).

Nella Figura 3.9 si può vedere che l'evento 030 del 12 novembre ($M_L=5.2$) è quello che ha provocato le accelerazioni di picco più elevate sia nel sito chiesa sia nel

sito scuola; mentre il fattore di amplificazione (AF) dedotto da questo *aftershock* è tra i più bassi della sequenza sismica registrata dalle stazioni accelerometriche DPC. Ciò è abbastanza normale, dato che, comunemente, i fattori di amplificazione mostrano una tendenza a diminuire con l'ampiezza del moto di riferimento, per via di fenomeni di non linearità che si possono innescare nei terreni (Figura 3.10). Dal grafico di Figura 3.10 si può notare, inoltre, che il fattore di amplificazione riferito alle componenti verticali, a differenza di quello relativo alle orizzontali, nel campo di variazione delle accelerazioni di picco registrate nel sito chiesa, sembra rimanere pressoché costante, intorno al valore 3.

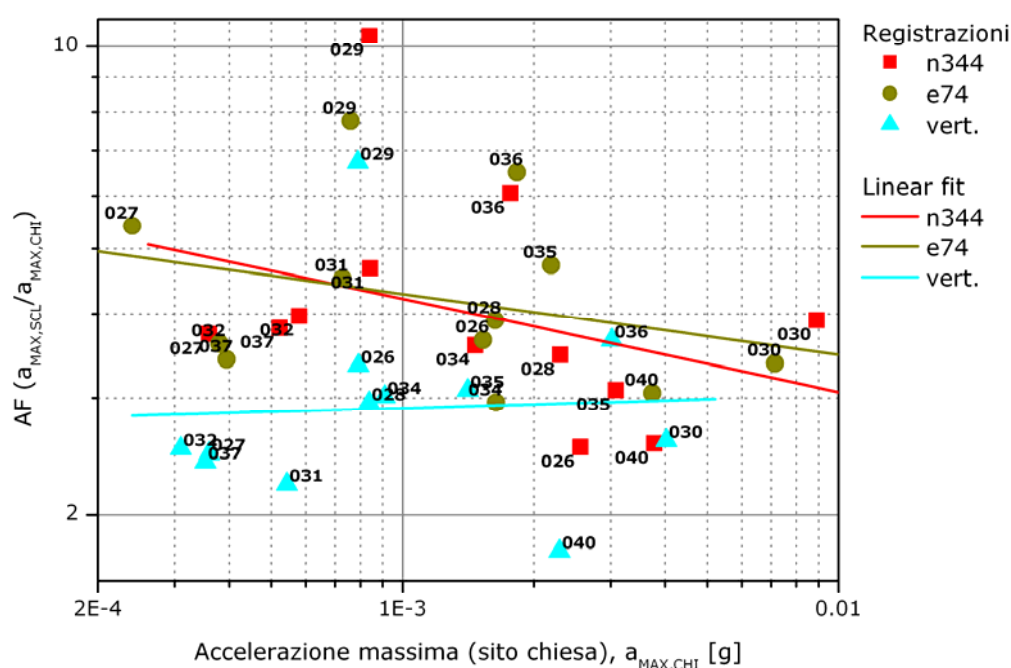


Figura 3.10 - Fattori di amplificazione per ciascun *aftershock* con indicazione della tendenza lineare alla variazione in funzione del moto registrato al sito chiesa.

Nel centro storico (CHI), le accelerazioni di picco relative alla componente n344 sono pressoché sempre maggiori di quelle relative alla n74, questa situazione non si riflette, però, alla parte di recente costruzione (SCL) – ovvero sopra il deposito di marne argillose – dove le accelerazioni di picco orizzontali sembrano equamente distribuite tra le due componenti n344 ed n74. Gli eventi verificatisi l'11 novembre (029, $M_L=3.9$) e il 16 novembre (036, $M_L=3.5$) sembrano anomali, il primo perché caratterizzato da elevate amplificazioni ($AF_{029,n344}>10$), mentre il secondo perché l'accelerazione di picco della componente verticale al sito chiesa – cioè sulla formazione litoide – è superiore a quella delle componenti orizzontali; ciò può essere dovuto al fatto che entrambi gli epicentri sono molto vicini a San

Giuliano di Puglia (cfr. Figura 3.8).

La Figura 3.11 mostra, invece, i rapporti tra spettri di risposta scuola/chiesa (SSR⁶) medi, con riferimento alle due componenti orizzontali ed a quella verticale, relativi all'intera sequenza delle 12 registrazioni disponibili (si confronti l'appendice A.2 per i rapporti spettrali relativi a ciascun evento).

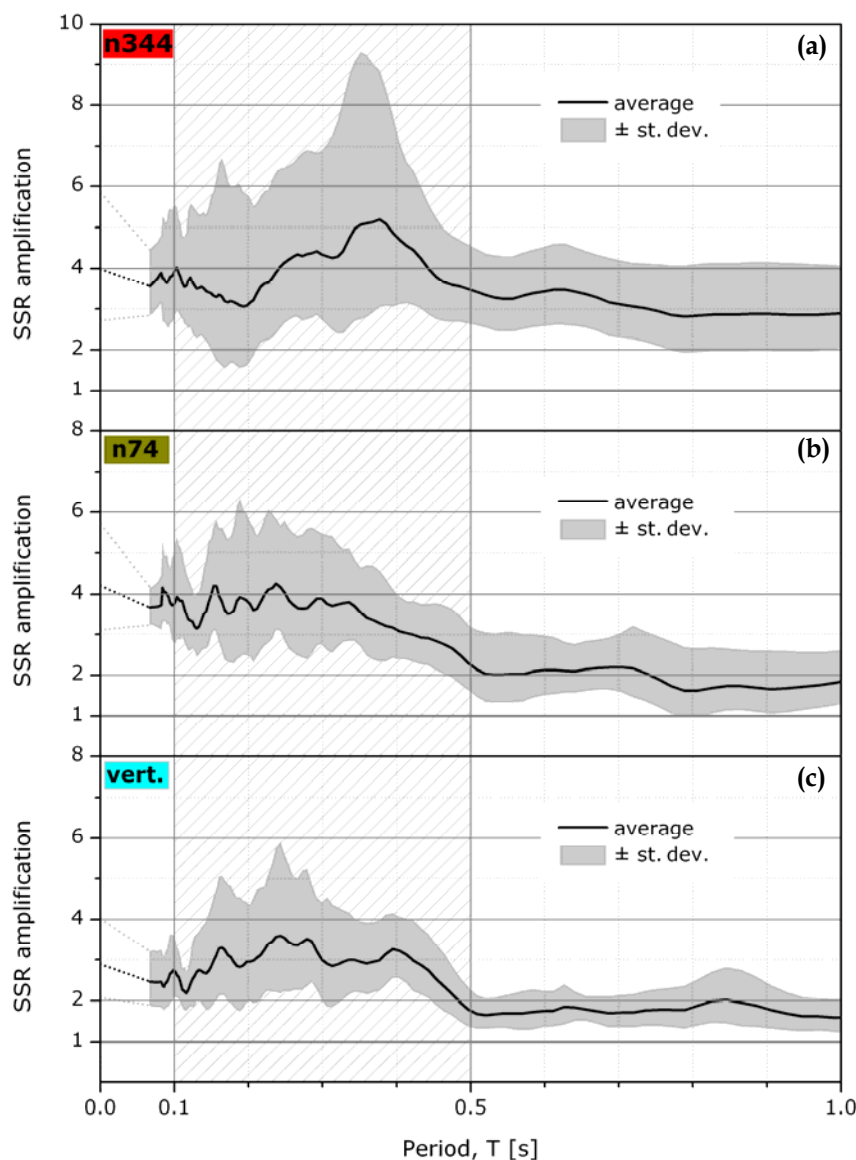


Figura 3.11 - Media \pm deviazione standard dei rapporti spettrali scuola/chiesa - tra spettri di risposta smorzati al 5% - con riferimento alle componenti orizzontali (a,b) e verticale (c) degli *aftershocks* in esame.

Gli spettri, come comunemente è d'uso nel riferirsi alle strutture, sono smorzati al 5%. Gli andamenti medi (ottenuti eseguendo una media geometrica) sono

⁶ Gli SSR (*Standard Spectral Ratio*) sono definiti *standard* perché sono ottenuti con la tecnica del sito di riferimento (sito chiesa); a differenza, ad esempio, degli HVSr (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio*).

rappresentati con linea continua, le campiture in grigio indicano le deviazioni standard assumendo che la distribuzione sia di tipo log-normale⁷.

Nei grafici di Figura 3.11 è evidenziata la banda di periodi $0.1 \div 0.5$ secondi, perché, nel "*Rapporto finale sulla Microzonazione Sismica del centro abitato di San Giuliano di Puglia*" (Baranello *et al.*, 2003), a questo *range* sono ascritti i primi modi fondamentali di vibrare dei tipici edifici presenti a San Giuliano di Puglia, caratterizzati, in genere, da struttura portante in muratura a sacco su 2 o 3 livelli (Mucciarelli *et al.*, 2003).

Si osservi che i rapporti spettrali medi calcolati in funzione delle registrazioni proiettate in direzione n344 (linea nera in Figura 3.11a) mostrano:

- un comportamento lievemente decrescente fino a 0.2s (cioè per frequenze maggiori di 5Hz), contraddistinto da amplificazioni, tra i siti chiesa e scuola, generalmente inferiori a 4;
- un picco abbastanza evidente in corrispondenza di $0.35 \div 0.4$ s ($2.5 \div 3$ Hz), che indica un'amplificazione prossima al valore 5;

oltre tali periodi, e quindi per basse frequenze, le amplificazioni medie decadono visibilmente, ma assumono comunque valori dell'ordine di 3.

I rapporti spettrali delle componenti n74 (Figura 3.11b) e verticale (Figura 3.11c) mostrano invece un comportamento più regolare, sia in termini di valore medio delle amplificazioni, sia considerando la distribuzione statistica dei singoli rapporti spettrali; queste, infatti, presentano delle *standard deviation* più basse rispetto a quelle registrate in direzione n344. In entrambi i grafici, inoltre, le amplificazioni a periodi superiori a 0.5s (basse frequenze), sono pressoché uguali e circa pari a 2. Unica differenza significativa sembra essere l'ampiezza della funzione media nel campo di interesse per le strutture di San Giuliano di Puglia, che è dell'ordine di 4 per la componente n74, e leggermente inferiore, circa pari a 3, per la componente verticale.

Nei grafici di Figura 3.11 si può inoltre notare che i rapporti spettrali – e principalmente quelli calcolati in direzione n344 – sono caratterizzati da elevati valori della deviazione standard, in particolare nel campo di interesse per le strutture di San Giuliano di Puglia ($0.1 \div 0.5$ s). L'instabilità delle funzioni di amplificazione è probabilmente dovuta alle ridotte distanze ipocentrali degli *aftershocks* ed alla conseguente estrema variabilità della direzione delle onde

⁷ Si è optato per questa distribuzione perché, data la forte asimmetria della relativa funzione di densità, è particolarmente adatta a modellare processi che tendono a produrre occasionalmente valori *outliers* (cfr. Cara *et al.*, 2005)

incidenti in corrispondenza del sito di studio.

L'individuazione delle frequenze fondamentali del deposito è resa più complicata dal fatto che il sito chiesa non sia un sito di riferimento assoluto, perché i rapporti spettrali, da cui si dovrebbero trarre queste informazioni, sono frutto del paragone tra due segnali sismici amplificati.

Ciò premesso, analizzando con dovuta cautela i grafici di Figura 3.11, le uniche amplificazioni sistematiche che si possono cogliere, sono tra 0.35s (componente n344), e 0.4s (verticale).

Le accelerazioni massime (Figura 3.9), forniscono, com'è noto, informazioni limitate ai fini della valutazione del danno provocato dall'azione sismica ai manufatti. In alternativa è possibile utilizzare parametri integrali del moto sismico, quali, ad esempio, l'intensità di Arias (nel dominio del tempo), o l'intensità di Housner (nel dominio della frequenza). Quest'ultima, altrimenti definita *response spectrum intensity*, è espressa in generale tramite la relazione:

$$SI_{\xi, T_1 \rightarrow T_2} = \int_{T_1}^{T_2} PSV(\xi, T) dT \quad \text{Equazione 3.3}$$

in cui PSV è lo spettro di risposta in termini di pseudovelocità, T il periodo ed ξ lo smorzamento. In generale si assume $T_1=0.1s$ e $T_2=2.5s$; mentre lo smorzamento adottato in questa applicazione è pari al 5%.

In Figura 3.12 sono rappresentati le 12 registrazioni accelerometriche della rete mobile DPC, in termini di intensità di Housner tra 0.1 e 2.5s. E' possibile notare analogie e differenze tra ampiezze di picco (Figura 3.9) e parametri integrali (intensità di Housner, Figura 3.12). Si osservi infatti che sia le accelerazioni massime sia le intensità di Housner al sito chiesa (grafici di Figura 3.9a e Figura 3.12a) relative alla direzione n344, sono sempre maggiori di quelle calcolate in direzione n74; ciò nonostante al sito scuola (grafici di Figura 3.9b e Figura 3.12b) questa evenienza si verifica solo per l'intensità di Housner. Confrontando i fattori di amplificazione di accelerazione (AF) e di intensità spettrale (SIF), ottenuti rapportando le rispettive grandezze rilevate nei siti chiesa e scuola, si può osservare che la componente n344 è sempre la più amplificata in termini di intensità di Housner (Figura 3.12c), mentre ciò non è sempre vero nei rapporti tra accelerazioni massime (Figura 3.9c).

L'analisi in termini di intensità di Housner è stata sviluppata anche ad alta frequenza, cioè con riferimento a $T_1=0.1s$ e $T_2=0.5s$ (cfr. Equazione 3.3); questo perché la tipologia edilizia più comune a San Giuliano di Puglia è rappresentata da edifici in muratura di pochi piani, ed in conformità con il criterio di zonazione

adottato da Baranello *et al.* (2003). La Figura 3.13 mostra, in tal senso, l'intensità di Housner ($SI_{0.1+0.5}$) rilevata nelle 12 registrazioni della rete accelerometrica DPC disponibili.

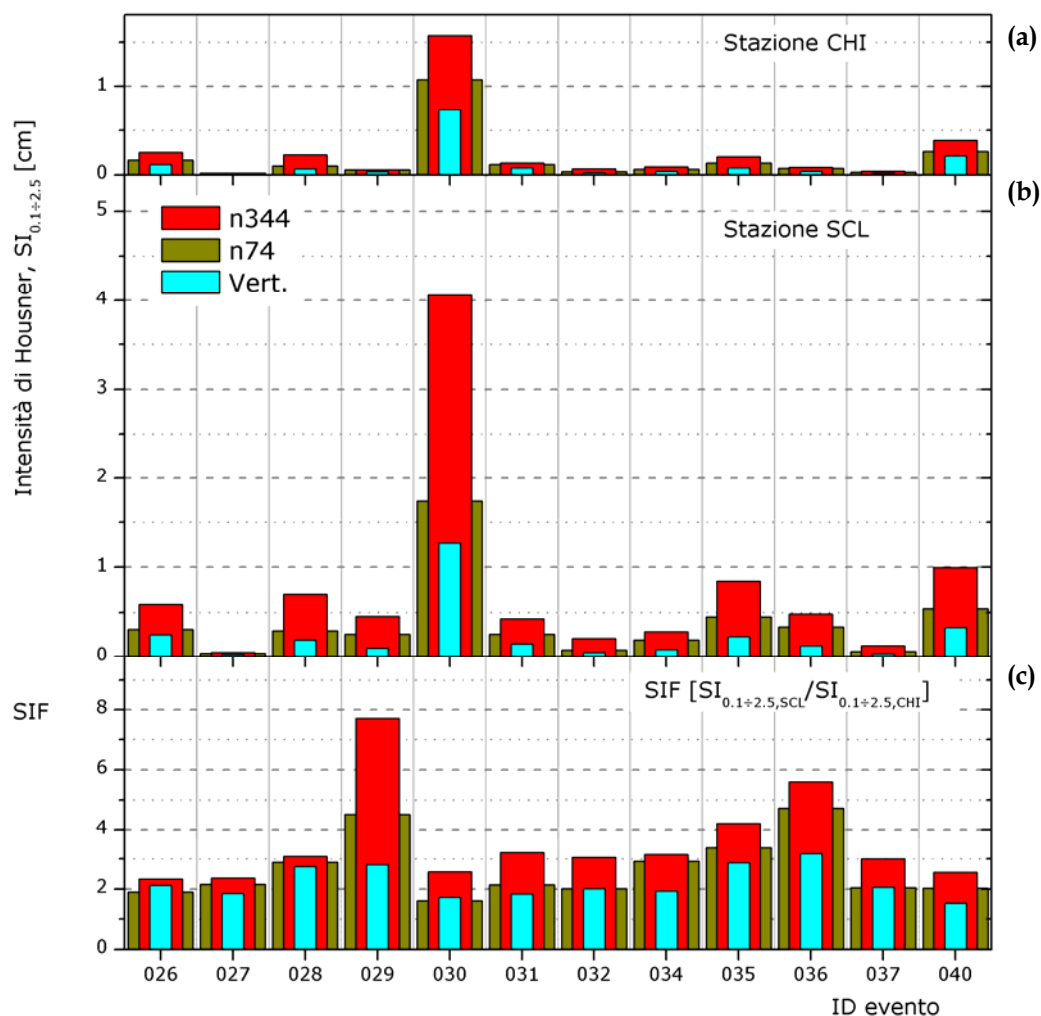


Figura 3.12 - Intensità di Housner rilevate dalla rete sismica mobile DPC nei siti chiesa (a) e scuola (b) e relativi fattori di amplificazione (c).

Osservando i grafici di Figura 3.13a-b, a parte i valori ovviamente più limitati, non si notano a prima vista particolari differenze con le corrispondenti intensità spettrali relative al campo di frequenze più ampio (Figura 3.12a-b). Approfondendo l'analisi dei fattori di amplificazione spettrale alle alte frequenze (Figura 3.13c), si noti che per 3 eventi (026, 027 e 028) l'amplificazione della componente n74 è superiore a quella della componente n344. In altre parole, le amplificazioni spettrali alle alte frequenze, sono più simili a quelle calcolate sulla base delle accelerazioni massime (Figura 3.9c) che ai fattori di intensità spettrale calcolati fino a 2.5s (Figura 3.12c).

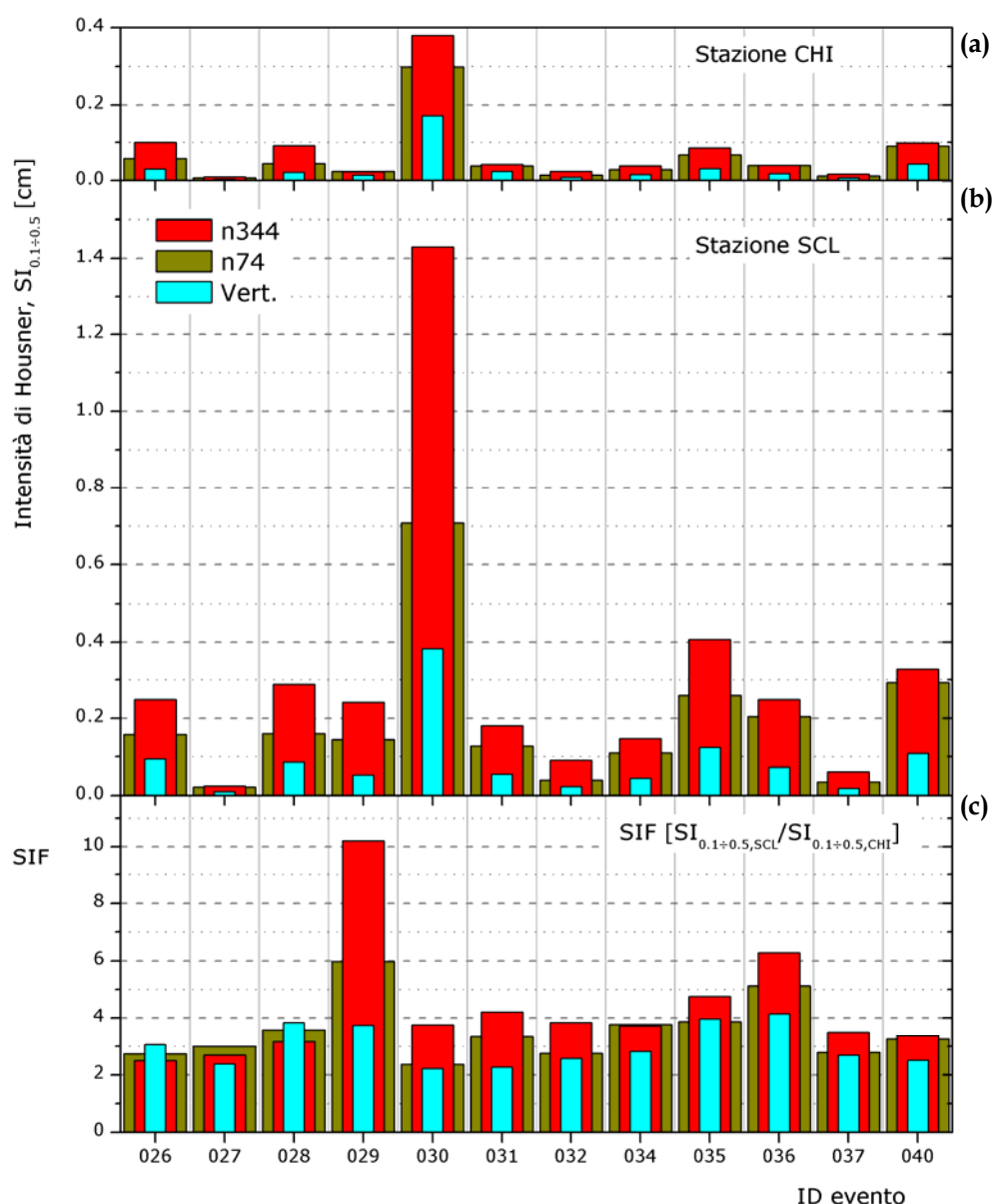


Figura 3.13 - Intensità di Housner – integrate nel periodo $0.1+0.5s$ – rilevate dalla rete sismica mobile DPC nei siti chiesa (a) e scuola (b) e relativi fattori di amplificazione (c).

Alla stessa stregua di quanto era stato fatto per le accelerazioni massime (Figura 3.10), in Figura 3.14 sono riportati i fattori di amplificazione spettrale ad alte frequenze (SIF) in funzione della corrispettiva intensità di Housner registrata presso il sito chiesa. Nel grafico è riportata anche la linea di tendenza dell'amplificazione spettrale del deposito argilloso alle alte frequenze, al variare del moto sul flysch. Dal confronto tra i grafici di Figura 3.10 e Figura 3.14 si può notare che i fattori di amplificazione delle componenti orizzontali, calcolati come rapporto tra a_{MAX} (Figura 3.10), assumono valori più dispersi, ed in media superiori rispetto a quelli calcolati in termini di intensità di Housner (Figura

3.14), in particolare per quanto riguarda la componente n74. Inoltre, se pur in misura minore rispetto alle orizzontali, in entrambi i casi è riconoscibile un'amplificazione non trascurabile, mediamente pari a 3, anche per le componenti verticali.

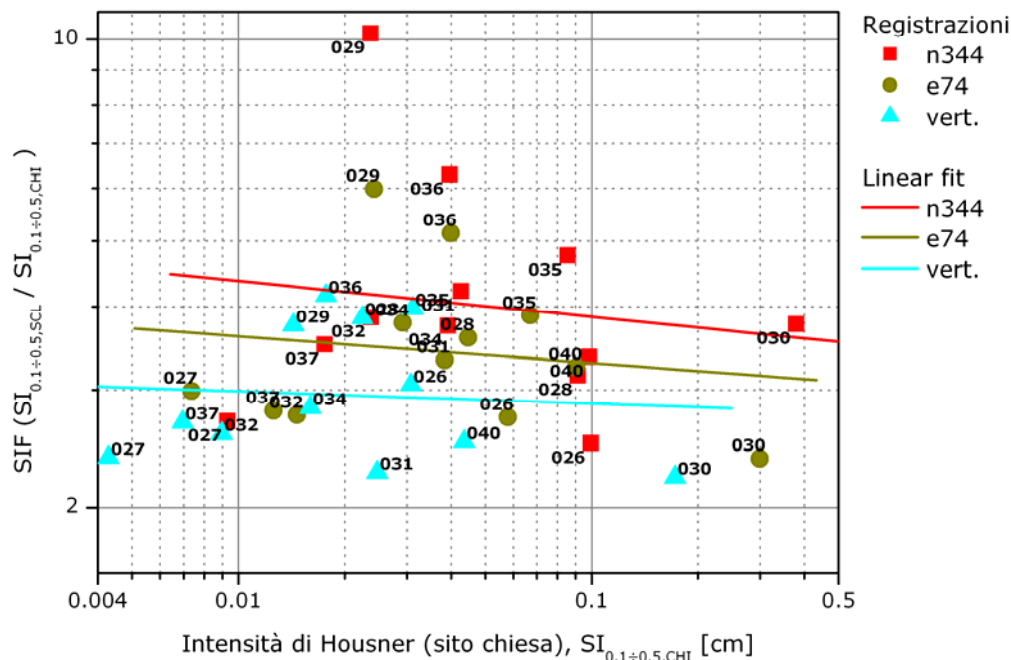


Figura 3.14 - Rapporti di intensità spettrale per ciascun *aftershock* con indicazione della tendenza lineare alla variazione in funzione del moto registrato al sito chiesa.

Com'è noto la prima frequenza fondamentale di un edificio è deducibile, in maniera approssimata, tramite la semplice regola:

$$T \text{ (periodo, [s])} = n. \text{ piani (in elevazione)} \times 0.1 \text{ s} \quad \text{Equazione 3.4}$$

attendibile per strutture intelaiate di forma semplice. Poiché gli edifici danneggiati a San Giuliano di Puglia erano per la maggior parte in muratura, e quindi meno deformabili rispetto a quelli in cemento armato, con la regola suddetta le frequenze fondamentali delle strutture in esame saranno tendenzialmente sottostimate. Infatti un'analisi modale condotta su un edificio scolastico di tre piani a Petacciato (CB), con struttura portante in muratura a sacco, simile alla tipologia edilizia prevalente a San Giuliano di Puglia, ha permesso di riconoscere la prima frequenza propria della struttura a 4.8Hz (Ranieri *et al.*, 2004). Invece, utilizzando la regola riportata nell'Equazione 3.4, la frequenza fondamentale della struttura sarebbe stata stimata pari a circa 3Hz. In maniera del tutto indicativa ciò induce ad ascrivere all'intervallo 0.1÷0.2s i primi periodi propri di oscillazione delle strutture con non più di 2 piani; mentre

all'intervallo $0.2 \div 0.5s$, quelle con 3 o più piani. Quindi, per avere un'idea della pericolosità relativa al patrimonio edilizio di San Giuliano di Puglia sembra utile riferirsi alle intensità di Housner integrate nei campi di periodo $0.1 \div 0.2$ (Figura 3.15a-b) e $0.2 \div 0.5s$ (Figura 3.16a-b), ed ai rispettivi fattori di intensità spettrale (Figura 3.15c; Figura 3.16c).

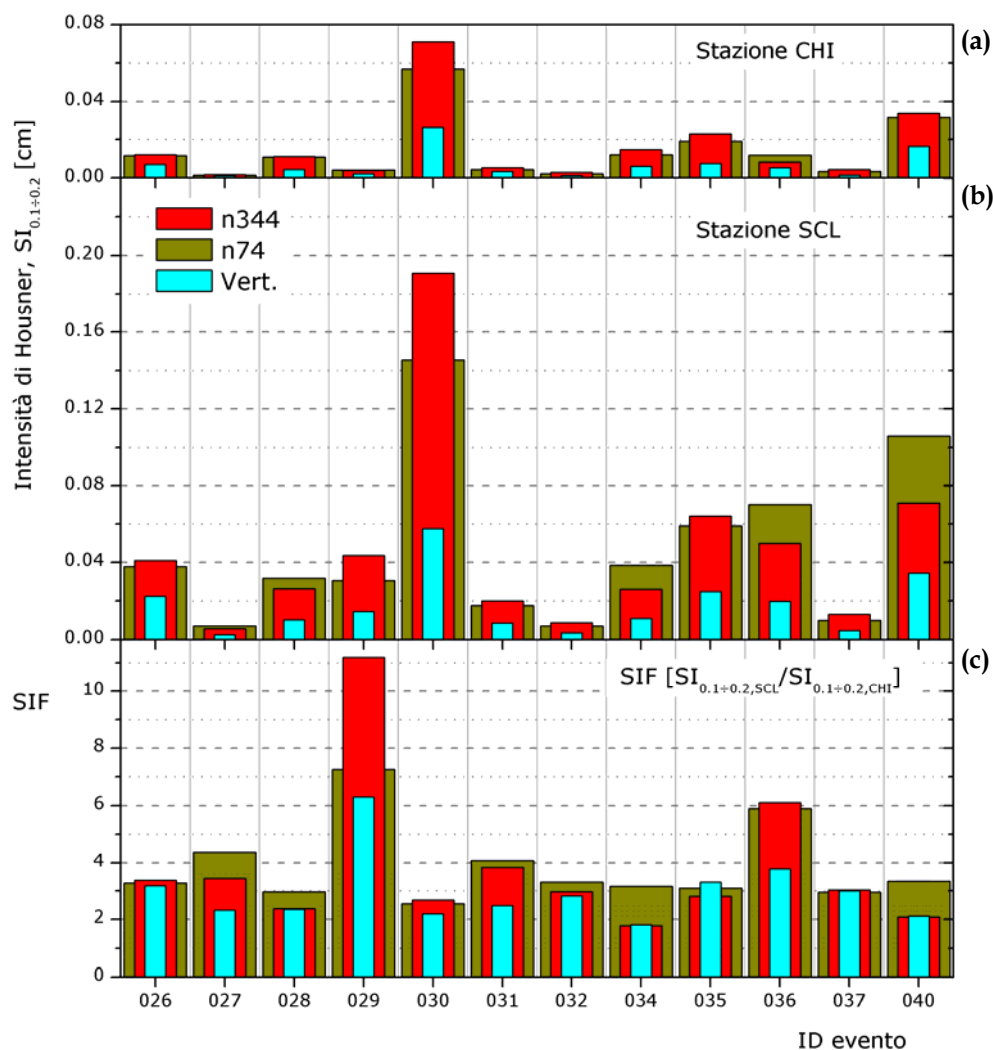


Figura 3.15 - Intensità di Housner - integrate nel periodo $0.1 \div 0.2s$ - rilevate dalla rete sismica mobile DPC nei siti chiesa (a) e scuola (b) e relativi fattori di amplificazione (c).

Ovviamente i grafici inerenti le intensità di Housner calcolate fino a $0.2s$, e tra 0.2 e $0.5s$, sono complementari rispetto a quelle calcolate nel campo di periodi $0.1 \div 0.5s$, cioè la somma dei primi due parametri fornisce il terzo. Unica considerazione degna di nota può essere fatta a riguardo dei fattori di intensità spettrale calcolati come rapporti tra intensità di Housner fino a $0.2s$ (Figura 3.15c). Come era da aspettarsi, visto che l'integrazione è effettuata per le frequenze più alte, tali fattori sono assai simili ai rapporti tra accelerazioni di

picco (Figura 3.9c); ed anche, in questo campo di frequenze, sono le componenti n74 al sito chiesa che vengono maggiormente amplificate rispetto a quelle rilevate al sito scuola. I grafici relativi alle intensità di Housner calcolate tra 0.2 e 0.5s (Figura 3.16) sono, invece, praticamente identici a quelli calcolati tra 0.1 e 0.5s (Figura 3.13).

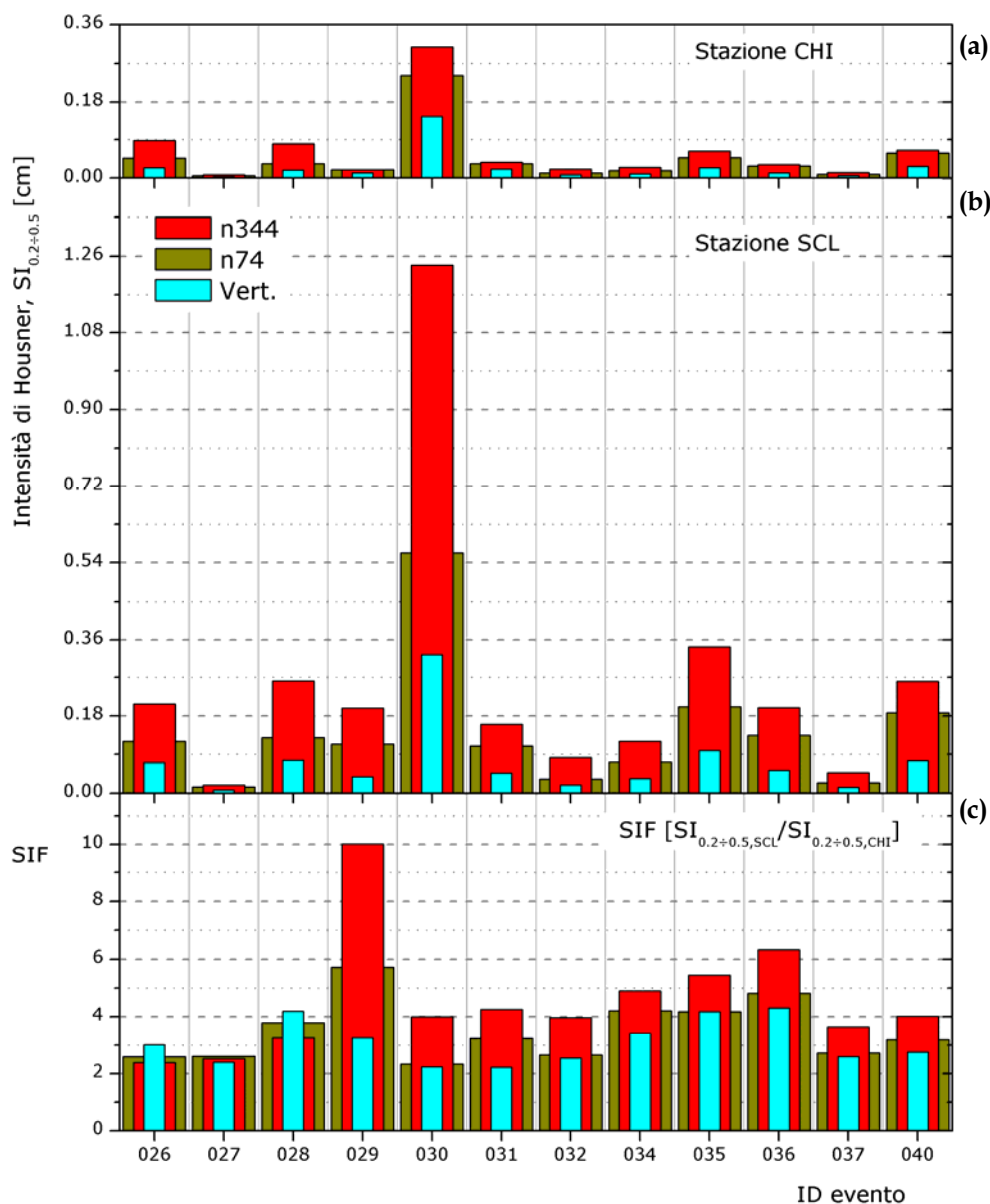


Figura 3.16 - Intensità di Housner - integrate nel periodo 0.2+0.5s - rilevate dalla rete sismica mobile DPC nei siti chiesa (a) e scuola (b) e relativi fattori di amplificazione (c).

Un modo più sintetico di fornire le informazioni attinenti alle amplificazioni occorse tra i siti chiesa e scuola durante la sequenza di *aftershocks* registrati dalla rete accelerometrica mobile di San Giuliano di Puglia, è sicuramente quello mostrato in Figura 3.17. In questi grafici sono calcolati i fattori di amplificazione

(Figura 3.17a) e di intensità spettrale (Figura 3.17b) medi⁸ con le relative deviazioni standard, calcolate assumendo che la distribuzione sia di tipo log-normale, per entrambe le componenti orizzontali e per la verticale. I fattori di intensità spettrale sono calcolati in relazione a diversi campi di integrazione del periodo T , riportati nella parte superiore di ciascun grafico in Figura 3.17b.

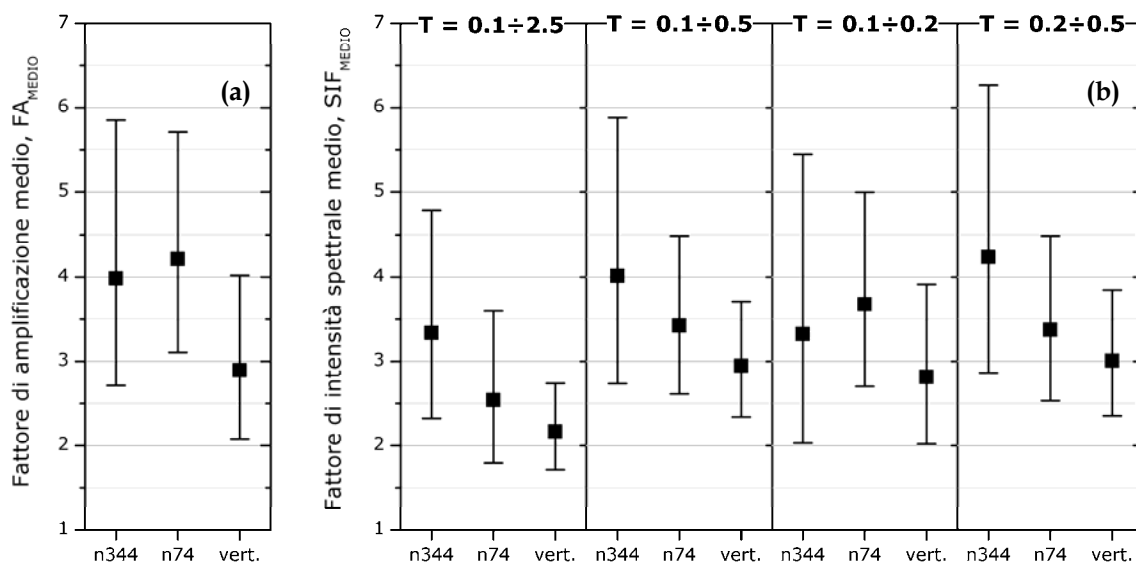


Figura 3.17 - Fattori di amplificazione (a) e di intensità spettrale (b) medi $\pm \sigma$ per ciascuna componente degli *aftershocks* in esame. Nella Figura 3.17b, in alto ad ogni grafico, è riportato l'intervallo di integrazione dell'intensità di Housner.

In Figura 3.17a si nota in primo luogo che i fattori di amplificazione medi valgono circa 4 per le componenti orizzontali, mentre sono pressappoco pari a 3 per la verticale). Essi sono leggermente maggiori dei fattori di intensità spettrale tra 0.1 e 0.2s, che, invece, forniscono fattori pari a circa 3.5 per le componenti orizzontali ed inferiori a 3 per la verticale. Si può osservare inoltre che il fattore di amplificazione indica, mediamente, un'amplificazione maggiore della componente n74, alla stessa stregua del fattore di intensità spettrale (Figura 3.17b) nel campo di periodi $0.1 \div 0.2$ s. Al contrario i fattori di intensità spettrale nei ranges $0.1 \div 2.5$, $0.1 \div 0.5$ e $0.2 \div 0.5$ s, segnalano amplificazioni chiesa/scuola sempre più elevate per la componente n344, rispetto alla n74, in misura di circa 3.5 per la prima, e 2.5 per la seconda nel campo $0.1 \div 2.5$ s. In particolare, nel campo $0.1 \div 0.5$ s, quello forse più significativo per il patrimonio edilizio di San Giuliano di Puglia, le amplificazioni medie si attestano intorno a circa 4 per la componente n344 e a

⁸ Anche in questo caso è stato ritenuto opportuno utilizzare la media geometrica anziché, ad esempio, il metodo dei momento o quello della massima verosimiglianza, a causa dell'esiguo numero di campioni (i 12 *aftershocks* disponibili a San Giuliano di Puglia) di cui è composta la popolazione dei dati.

circa 3.5 per la n74.

3.4 Studi sismologici

Nell'ambito del Progetto S3 sono stati condotti una serie di studi sismologici finalizzati alla caratterizzazione delle sorgenti (§3.4.1), alla calibrazione di leggi di attenuazione regionali dei parametri del moto (§3.4.2) ed alla simulazione dell'evento principale (§3.4.3).

Già nella fase di emergenza alcuni studi preliminari (Gorini *et al.*, 2003) avevano condotto alla generazione di accelerogrammi sintetici adottati nello studio di microzonazione di San Giuliano di Puglia (Baranello *et al.*, 2003). Il metodo seguito dagli Autori per la generazione degli accelerogrammi sintetici, è quello di Beresnev e Atkinson, illustrato in Gorini *et al.* (2004). L'analisi ha permesso di riprodurre il campo di frequenze maggiori di 1Hz, prima in corrispondenza delle stazioni della RAN che hanno registrato l'evento del 31 ottobre, in modo tale da poter validare i risultati ottenuti (cfr. Gorini *et al.*, 2004), e quindi a San Giuliano di Puglia presso il sito scuola (Figura 3.18).

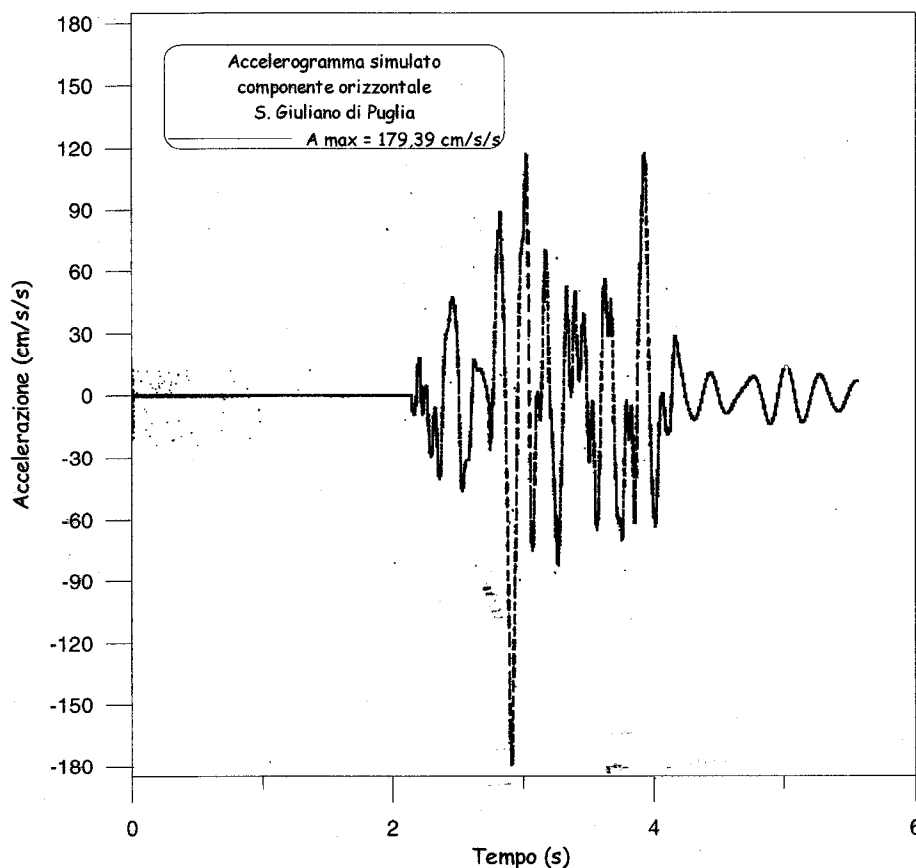


Figura 3.18 - Accelerogramma sintetico stimato a San Giuliano di Puglia per l'evento del 31 ottobre (Gorini *et al.*, 2003). La faglia usata per la generazione dell'accelerogramma sintetico ha dimensioni pari a 8.0x6.2km (Gorini *et al.*, 2004).

3.4.1 La sorgente

In Figura 3.19 è mostrata la proiezione in superficie delle faglie che, secondo l'ipotesi di Vannoli e Basili pubblicata sul DISS (cfr. Tabella 3.1), hanno provocato i due eventi principali del 31 ottobre ($M_W=5.8$) e dell'1 novembre ($M_W=5.7$). In figura sono altresì riportati gli *aftershocks* 030 (12 novembre, $M_L=5.2$) e 040 (2 dicembre, $M_L=4.0$) che hanno indotto il maggior grado di scuotimento osservato presso la stazione accelerometrica installata nel sito chiesa (cfr. §3.3), in termini di accelerazioni di picco e di intensità di Housner. Si noti che sia i due *mainshocks* e sia i due *aftershocks* principali sono attribuibili alle due diverse faglie, presumibilmente interagenti.

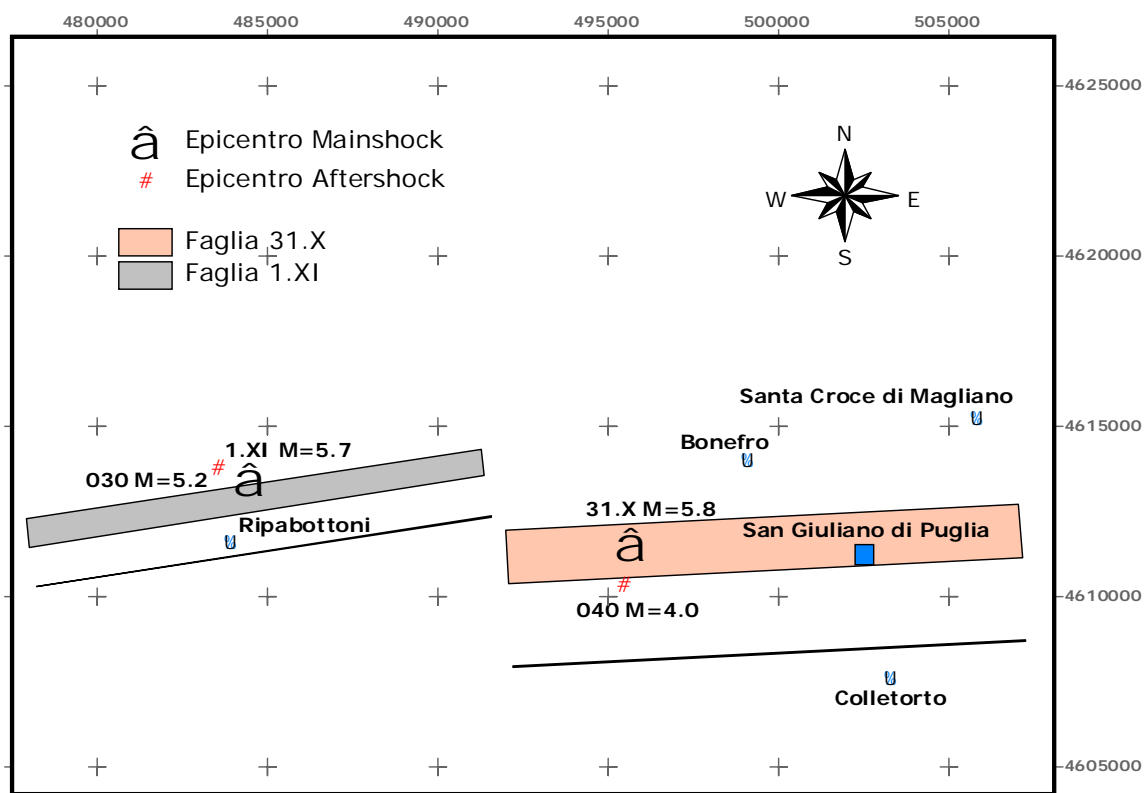


Figura 3.19 - Proiezioni in superficie delle faglie (DISS 3.0.3) che hanno provocato gli eventi del 31 ottobre e dell'1 novembre. Sono inoltre riportate le località presenti nell'area di studio e ubicazione degli *aftershocks* maggiormente risentiti a San Giuliano di Puglia. Le coordinate geodetiche sul bordo della figura sono UTM.

3.4.2 Le leggi di attenuazione

La calibrazione delle leggi di attenuazione (Luzi *et al.*, 2006; Franceschina *et al.*, 2007) è stata possibile grazie al gran numero di eventi registrati dalla rete di stazioni sismiche mobili installate nell'area epicentrale dopo il *mainshock* (cfr. Figura 3.2) ad integrazione di quelle fisse dalla RAN. In particolare nei mesi di novembre e dicembre 2002 sono state installate per conto del Dipartimento della Protezione Civile 9 stazioni accelerometriche *strong motion* nell'area epicentrale – di cui 2 a San Giuliano di Puglia (Figura 3.7) –; inoltre diversi istituti di ricerca Italiani (l'INGV; l'INOGS; il Dip.Te.Ris dell'Università di Genova) hanno posizionato nell'area una rete velocimetrica che contava nell'insieme 35 stazioni mobili.

Il *data-set* accelerometrico usato per la calibrazione delle leggi di attenuazione regionali è composto di 195 registrazioni di 51 eventi sismici ($2.5 < M_L < 5.4$) eseguite da 29 stazioni *strong motion*; mentre il velocimetrico, ottenuto attraverso una rete di strumenti non omogenea (Lennartz 5s, 1s, Guralp CMG40T, ecc.), consta 2895 registrazioni di 78 eventi effettuate da 22 stazioni.

Dal *data-set* velocimetrico sono state selezionate 572 registrazioni da 16 stazioni attraverso le quali è stata calibrata una relazione che condente una stima della magnitudo locale M_L in funzione dell'ampiezza di Wood-Anderson massima osservata (A):

$$M_L = \log A + n \cdot \log(R/17) + k(R - 17) + 2 - S \quad \text{Equazione 3.5}$$

dove $n=1$ e $k=0.030768$ sono coefficienti di attenuazione ottenuti mediante la procedura di calibrazione, R è la distanza ipocentrale in km ed S è un coefficiente che tiene conto dell'amplificazione del sito dove è installata la stazione sismica. Mediante questa relazione è stato stimato il valore di magnitudo locale per tutti gli eventi registrati dalla rete velocimetrica mobile⁹ (sigla GE nell'ultima colonna di Tabella 3.6).

Entrambi i *data-set* (accelerometrico e velocimetrico), nella misura di 886 registrazioni effettuate da 37 stazioni, caratterizzate da un campo di variazione della distanza ipocentrale pari a 10÷50km, sono stati utilizzati per calibrare le leggi di attenuazione per accelerazioni e velocità di picco sia orizzontali e sia

⁹ Rispetto alla stima preliminare ottenuta tramite le sole registrazioni accelerometriche, alcuni *aftershocks* hanno subito una correzione della magnitudo anche significativa. Ad esempio l'evento occorso la mattina del 12 novembre, a cui inizialmente l'INGV aveva attribuito una magnitudo pari a 4.2, dopo lo studio di Luzi *et al.* (2006), l'energia sviluppata dall'evento è stata stimata in termini di magnitudo locale a 5.2.

verticali. Si è considerato il seguente modello:

$$\log_{10} Y = a + b \cdot M_L + c \cdot \log_{10} R + s_{1,2} + \sigma \quad \text{Equazione 3.6}$$

dove Y rappresenta la variabile in esame, σ la deviazione standard del logaritmo della variabile, mentre a , b , c ed $s_{1,2}$ sono coefficienti determinati attraverso l'approccio di Abrahamson e Youngs. Questo approccio consente di effettuare la regressione considerando per ogni stazione sismica tutti gli eventi registrati (*intra-event*, Tabella 3.7), e per ogni evento tutte le stazioni che lo hanno registrato (*intra-station*, Tabella 3.8).

Tabella 3.7 - Coefficienti ottenuti tramite regressione *intra-event* (a_{MAX} = accelerazione di picco; v_{MAX} = velocità di picco; H = componente orizzontale; V = componente verticale).

Y	a	b	c	s_1	σ_{eve}	σ_{rec}	σ_{tot}
$a_{MAX,H}$	-4.417	0.770	-1.097	0.123	0.069	0.339	0.345
$a_{MAX,V}$	-4.128	0.722	-1.250	0.096	0.085	0.338	0.348
$v_{MAX,H}$	-3.186	0.902	-1.317	0.155	0.085	0.312	0.323
$v_{MAX,V}$	-3.039	0.836	-1.408	0.100	0.109	0.283	0.303

Tabella 3.8 - Coefficienti ottenuti tramite regressione *intra-station*.

Y	a	b	c	s_1	σ_{sta}	σ_{rec}	σ_{tot}
$a_{MAX,H}$	-4.367	0.774	-1.146	0.119	0.077	0.337	0.346
$a_{MAX,V}$	-4.066	0.729	-1.322	0.090	0.105	0.335	0.351
$v_{MAX,H}$	-3.129	0.905	-1.373	0.151	0.086	0.313	0.325
$v_{MAX,V}$	-2.988	0.839	-1.460	0.094	0.096	0.289	0.305

I parametri ottenuti attraverso l'approccio *intra-event* ed *intra-station* forniscono comunque leggi di attenuazione che differiscono solo in maniera pressoché impercettibile; in Figura 3.20 è mostrata quindi solo la correlazione ricavata con l'approccio *intra-event*, relativa alle accelerazioni di picco orizzontali e verticali al *bedrock* per $M_L=3.5$ e $M_L=5.5$. La stima del moto al *bedrock* è stata eseguita tramite l'Equazione 3.6 ponendo il coefficiente $s_1=0$, in tal modo infatti si ottiene la legge di attenuazione su suolo rigido, mentre attribuendo ad s_1 il valore tabellato si ottiene una stima delle accelerazioni di picco su suolo deformabile.

Considerato il *data-set* utilizzato per calibrare le leggi di attenuazione (Figura 3.21), se ne deduce che appare una forzatura estenderle fino alle magnitudo che

caratterizza gli eventi principali; infatti per eventi con $M_L > 5.5$ esistono solo le registrazioni effettuate dalla RAN. Tenuto conto di ciò, per stimare l'accelerazione massima orizzontale al *bedrock* indotta dall'evento del 31 ottobre a San Giuliano di Puglia ($R=20.4\text{km}$), si può ammettere, dati i valori di magnitudo, $M_L=M_W=5.8$. In tali ipotesi, e soprattutto supponendo che il sito chiesa possa essere ritenuto esente da amplificazioni sismiche, l'Equazione 3.6, con coefficiente $s_1=0$, fornisce $0.041g$ (*intra-event*) e $0.042g$ (*intra-station*); considerando un incremento pari alla deviazione standard σ (σ_{tot} nelle tabelle dei coefficienti) si ottiene un'accelerazione di picco pari a $0.091g$ (*intra-event*) e $0.093g$ (*intra-station*).

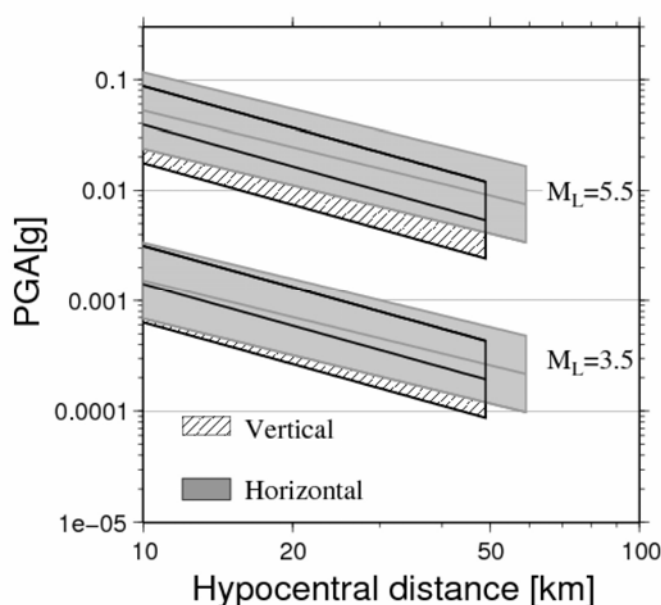


Figura 3.20 - Accelerazioni massime al *bedrock* (PGA) orizzontali e verticali (Luzi *et al.*, 2006).

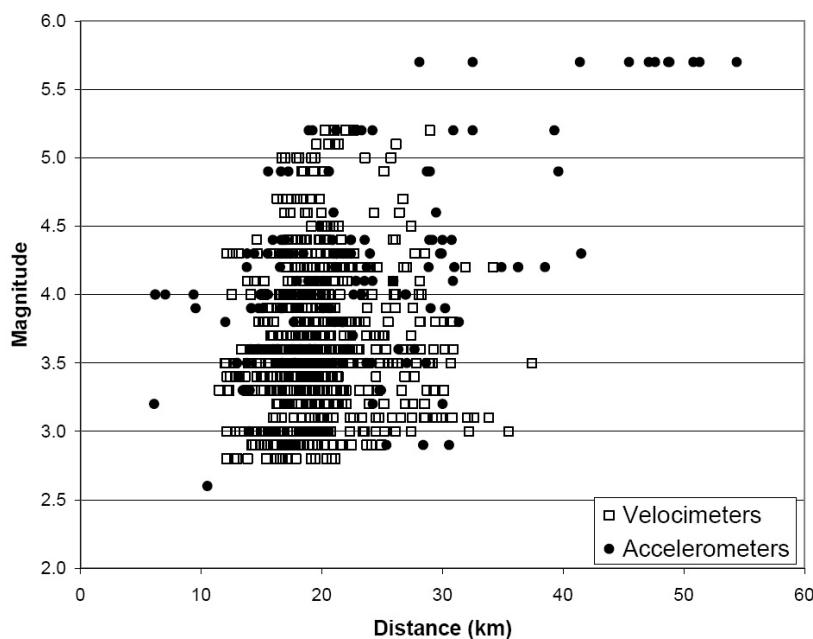


Figura 3.21 - Caratteristiche di magnitudo e distanza delle registrazioni utilizzate per calibrare le leggi di attenuazione dell'accelerazione e della velocità di picco (Luzi *et al.*, 2006).

3.4.3 La simulazione dell'evento principale

Come già detto, per gli eventi principali non vi sono registrazioni in area epicentrale, e la stazione sismica della RAN più vicina che ha registrato l'evento del 31 ottobre è situata a circa 30km di distanza dall'epicentro. Il lavoro eseguito nell'ambito del Progetto S3 pubblicato in Franceschina *et al.* (2006) e Franceschina *et al.* (2007) è stato orientato al calcolo dello scenario di scuotimento al *bedrock*, nella forma di accelerogrammi sintetici, in 5 Comuni dell'area epicentrale. In questa sede si farà riferimento in particolare ai risultati ottenuti per il Comune di San Giuliano di Puglia.

Nella prima fase del lavoro sono state sfruttate le registrazioni velocimetriche ed accelerometriche disponibili (cfr. §3.4.2) per ottenere il modello spettrale del fattore di qualità $Q(f)^{10}$, attraverso la relazione:

$$U(f, R_{ij}) = \frac{1}{R_{ij}} \exp\left(-\frac{\pi \cdot f \cdot R_{ij}}{Q(f) \cdot \bar{V}_s}\right) \hat{S}_j(f) \quad \text{Equazione 3.7}$$

Nell'Equazione 3.7, $U(f, R_{ij})$ è il valore dello spettro di velocità alla frequenza f

¹⁰ Si ricorda che tra fattore di smorzamento e fattore di qualità vale la relazione: $Q = 1/2D$.

per l'evento j registrato nella stazione i , R_{ij} è la distanza ipocentrale, \bar{V}_s la velocità media delle onde di taglio (posta pari a 3.5km/s) e $\hat{S}_j(f)$ è uno scalare, in funzione dell'ampiezza spettrale alla sorgente dell'evento j . Operativamente, il fattore di qualità è stato determinato eseguendo la composizione delle componenti orizzontali delle registrazioni e calcolando poi lo spettro di Fourier per una finestra temporale di dimensione pari a 5s, a partire dal primo arrivo dell'onda S. La valutazione di $Q(f)$ è stata eseguita due volte; nella prima inversione sono state considerate 897 registrazioni caratterizzate da una distanza ipocentro-stazione compresa tra 6 e 50km (Equazione 3.8), mentre, nella seconda inversione, 917 registrazioni effettuate fino a 200km (Equazione 3.9):

$$Q(f) = \begin{cases} 37.67 \cdot f^{1.22} & \text{per } 1 \leq f \leq 8\text{Hz} \\ 476 & \text{per } 8 < f \leq 20\text{Hz} \end{cases} \quad \text{Equazione 3.8}$$

$$Q(f) = \begin{cases} 11.26 \cdot f^{1.43} & \text{per } 1 \leq f \leq 8\text{Hz} \\ 218 & \text{per } 8 < f \leq 20\text{Hz} \end{cases} \quad \text{Equazione 3.9}$$

In seguito, sono state adottate due differenti tecniche di simulazione numerica per valutare lo scenario di scuotimento al *bedrock*, il metodo deterministico-stocastico (DSM) e il modello *Hybrid Integral-Composite k-squared source* (HIC). Entrambe le tecniche di simulazione tengono in considerazione gli effetti della faglia, imponendo una propagazione radiale della rottura, a velocità costante, a partire da un qualsiasi punto di nucleazione nel piano di faglia, e consentono una distribuzione non uniforme degli scorrimenti nel piano al termine della simulazione. Le onde sono propagate attraverso un modello di velocità crostale 1D (Tabella 3.9).

Tabella 3.9 - Modello crostale usato nelle simulazioni di rottura di faglia (Franceschina *et al.*, 2007).

Depth of layer [km]	V_P [m/s]	V_S [m/s]	ρ [g/cm ³]	Q_P	Q_S
0.0	4000	2300	2.40	300	150
3.0	6300	3640	2.75	600	300
28.0	8000	4620	3.25	1000	500

Il fine principale dell'analisi mediante DSM è stato quello di individuare la più plausibile coppia di sorgenti sismogenetiche per gli eventi del 31 ottobre e dell'1 novembre. Infatti oltre all'ipotesi proposta nel DISS da Vannoli e Basili (Figura

3.19), ne è stata valutata un'altra, ad opera di Valleè e Di Luccio. I confronti tra accelerogrammi registrati e sintetici, eseguiti nelle stazioni delle RAN più prossime all'epicentro in termini di ampiezze spettrali e accelerazioni di picco, hanno permesso di verificare sia la geometria delle faglie, sia il meccanismo di rottura più probabile. I risultati ottenuti tramite DSM mostrano una migliore corrispondenza tra segnali registrati e sintetici, considerando l'ipotesi di Vannoli e Basili (cfr. Tabella 3.1).

Inoltre le analisi tramite DSM hanno consentito di stimare lo scenario di scuotimento in termini di accelerazioni di picco nell'intera area di studio per l'evento del 31 ottobre nell'ipotesi più plausibile di rottura di faglia di Vannoli e Basili (Figura 3.22). Dalla Figura 3.22 si può notare l'importante effetto di direttività, verso Est, provocato dalla sorgente sismica attivata il 31 ottobre; tale effetto era già stato osservato da Gorini *et al.* (2004) e Silvestri (2005). Tale effetto è ribadito anche dai dati contenuti in Figura 3.23. In questa figura le linee continue riportano la variabilità (media \pm deviazioni standard) della legge di attenuazione isotropa delle accelerazioni di picco, stimata mediante DSM, in base ai valori attribuiti alle celle che si trovano alla stessa distanza dalla faglia, cioè nell'intero arco azimutale; mentre i cerchi rossi rappresentano le accelerazioni massime registrate nelle stazioni della RAN. Si può notare che le stazioni SSV, LSN ed SNN (cfr. Figura 3.22), ubicate ad Est della sorgente sismica mostrano accelerazioni di picco superiori a quelle definite dalla legge di attenuazione isotropa, che non tiene conto del fenomeno di direttività.

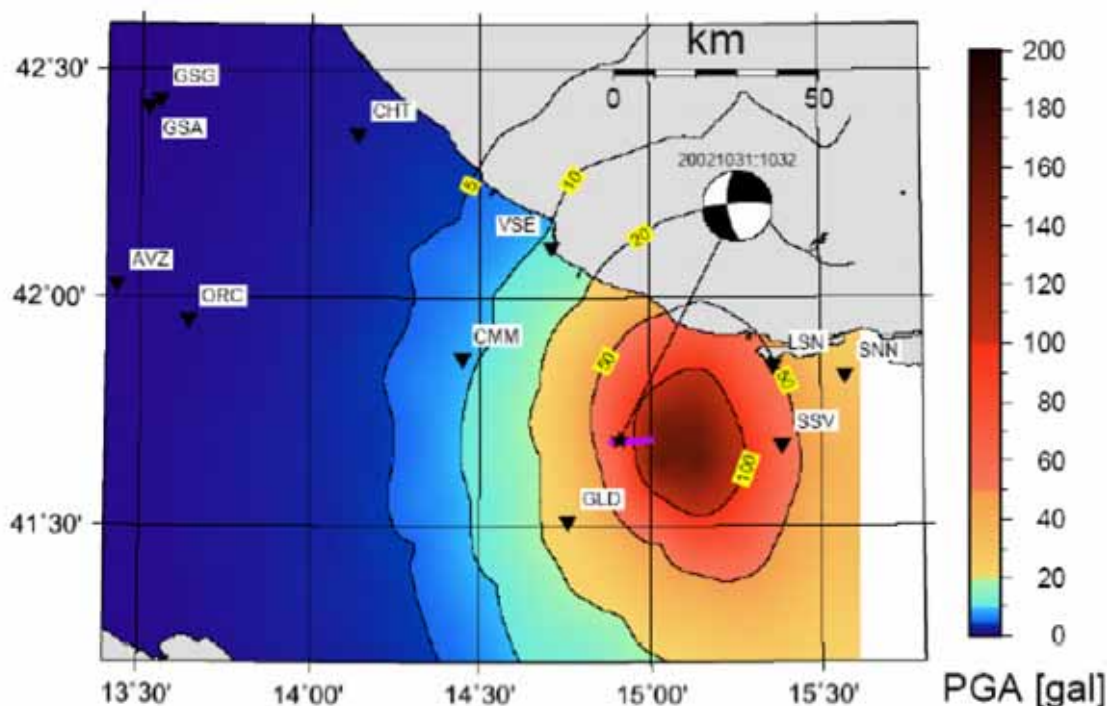


Figura 3.22 - Distribuzione delle accelerazioni massime mediante DSM secondo l'ipotesi di faglia di Vannoli e Basili per l'evento del 31 ottobre (Franceschina *et al.*, 2007).

Dopo aver utilizzato l'approccio DSM per discernere la geometria delle faglie ed il meccanismo di rottura più probabile, Franceschina *et al.* (2007) hanno nuovamente eseguito la generazione degli accelerogrammi sintetici, questa volta mediante tecnica HIC, in grado di riprodurre anche le basse frequenze. Infatti, mentre tramite DSM il campo di frequenze riprodotto nell'analisi è compreso tra 1 e 12Hz, la tecnica HIC (*Hybrid Integral-Composite*) consente di ottenere un accelerogramma sintetico nel campo di frequenze 0÷11Hz. Questo risultato è raggiunto combinando due analisi distinte (Figura 3.24), una a bassa frequenza (*Integral*) ed una ad alta frequenza (*Composite*).

La differenza tra le due analisi è rappresentata dal fatto che nell'analisi ad alta frequenza le sotto-sorgenti sismogenetiche – cioè gli elementi in cui è suddivisa la sorgente sismogenetica – si rompono a velocità costante nell'intera faglia a partire dal punto di nucleazione e gli scorrimenti relativi a ciascuna sotto-sorgente crescono in funzione del tempo, così che il processo di rottura è governato da una *slip pulse* di ampiezza di propagazione costante; mentre, nell'analisi a bassa frequenza, il comportamento delle sotto-sorgenti è assunto essere caotico. Una tipica distribuzione del campo di velocità di scorrimento che caratterizza l'analisi integrale è mostrata in Figura 3.25.

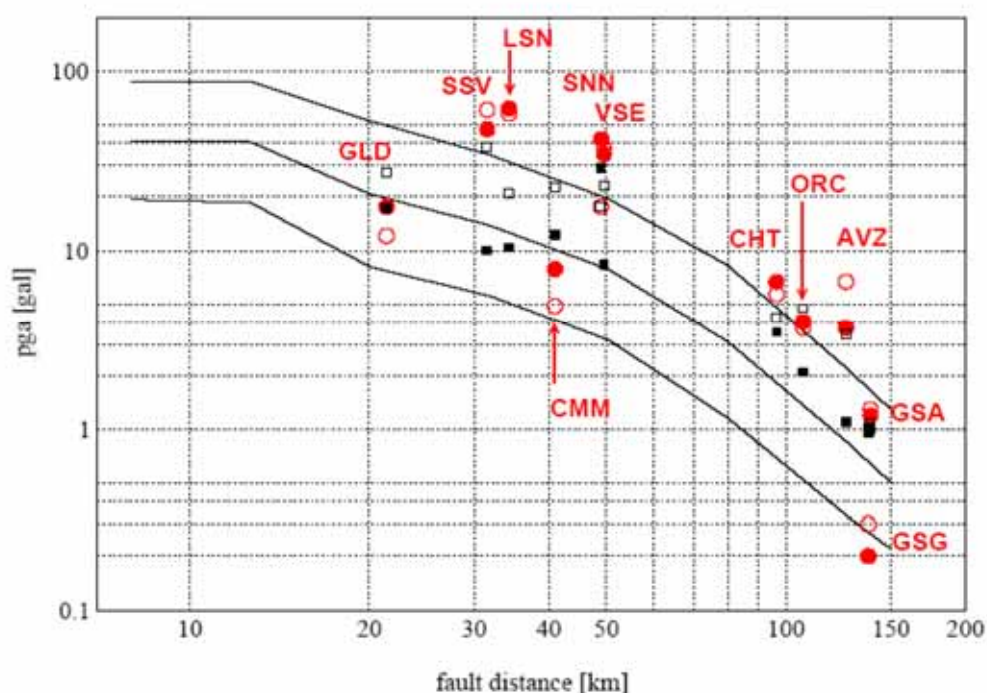


Figura 3.23 - Attenuazione delle accelerazioni massime ottenute tramite DSM ed HIC secondo il modello di Vannoli e Basili per l'evento del 31 ottobre. Le linee continue rappresentano la media e la media \pm la standard deviation simulate con DSM; i cerchi rossi riportano le registrazioni della RAN; i quadrati neri le simulazioni attraverso tecnica HIC alle stazioni accelerometriche; i simboli vuoti si riferiscono alla componente NS mentre i pieni alla EW (Franceschina *et al.*, 2006).

L'analisi HIC consente quindi la generazione di accelerogrammi sintetici al *bedrock* costituiti di 3 componenti, che riproducono l'intera storia accelerometrica e non solo la fase *strong motion*. Il modello crostale (1D) utilizzato nelle analisi HIC è il medesimo già adottato nel DSM (cfr. Tabella 3.9). In Figura 3.26 sono riportate, in termini di storie accelerometriche, le simulazioni del moto atteso a San Giuliano di Puglia per l'evento del 31 ottobre, mentre in Figura 3.27 i relativi spettri di risposta.

La validazione dei segnali sintetici ottenuti mediante HIC è stata eseguita con riferimento alle registrazioni della RAN del 31 ottobre, in termini di accelerazioni di picco (Figura 3.23) e di spettri di Fourier (Figura 3.28). Per quanto concerne le accelerazioni di picco, ad eccezione delle stazioni LSN, SSV (componenti EW) e GSG, le simulazioni sono in buon accordo con le registrazioni. In termini di spettri in accelerazione di Fourier, nel confronto eseguito nelle 6 stazioni più vicine all'epicentro del 31 ottobre (ad eccezione di LSN) le simulazioni forniscono alle alte frequenze ampiezze spettrali prossime a quelle registrate. Alle basse frequenze ($f < 1\text{Hz}$), invece, la simulazione è più accurata solo per le stazioni ad

Ovest dell'area epicentrale. Si noti, però, che la stazione LSN è affetta da elevati effetti di sito, infatti i rapporti H/V eseguiti in Gorini *et al.* (2004) hanno mostrato fattori di amplificazione maggiori di 4÷5 nel campo di frequenze 5÷10Hz; e che le stazioni ad Est dell'area epicentrale, ad esclusione della stazione CMM, erano equipaggiate da accelerometri analogici, non molto affidabili alle basse frequenze (Franceschina *et al.*, 2006).

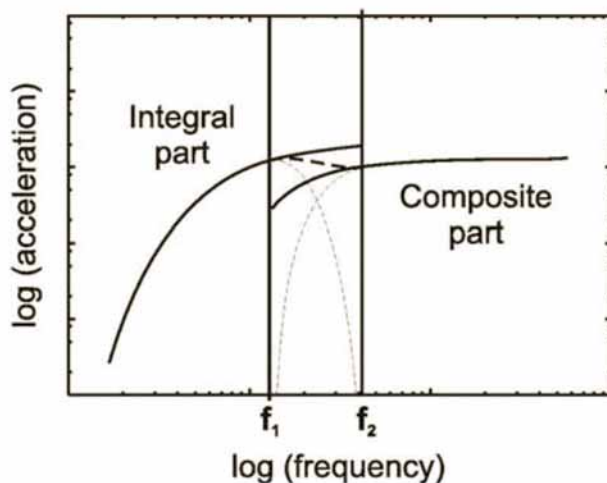


Figura 3.24 - Schema della combinazione delle analisi *integral* e *composite* nel dominio della frequenza; tipicamente $f_1 = 0.5\text{Hz}$ e $f_2 = 2.0\text{Hz}$ (Gallovič e Emolo, 2007).

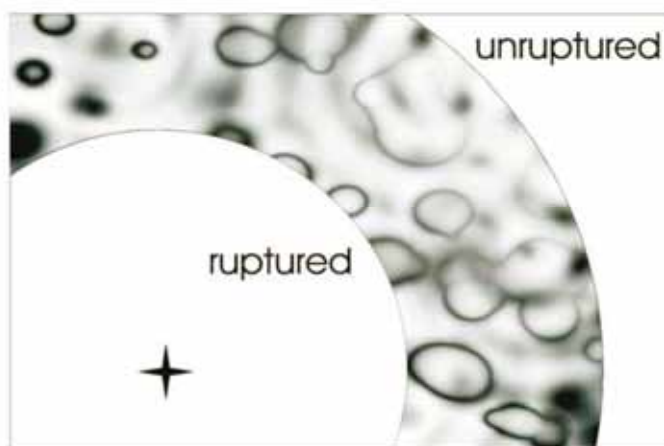


Figura 3.25 - Campo di velocità di scorrimento (le aree più scure corrispondono ad una velocità di scorrimento più elevata). Il simbolo della stella indica il punto di nucleazione (Gallovič e Emolo, 2007).

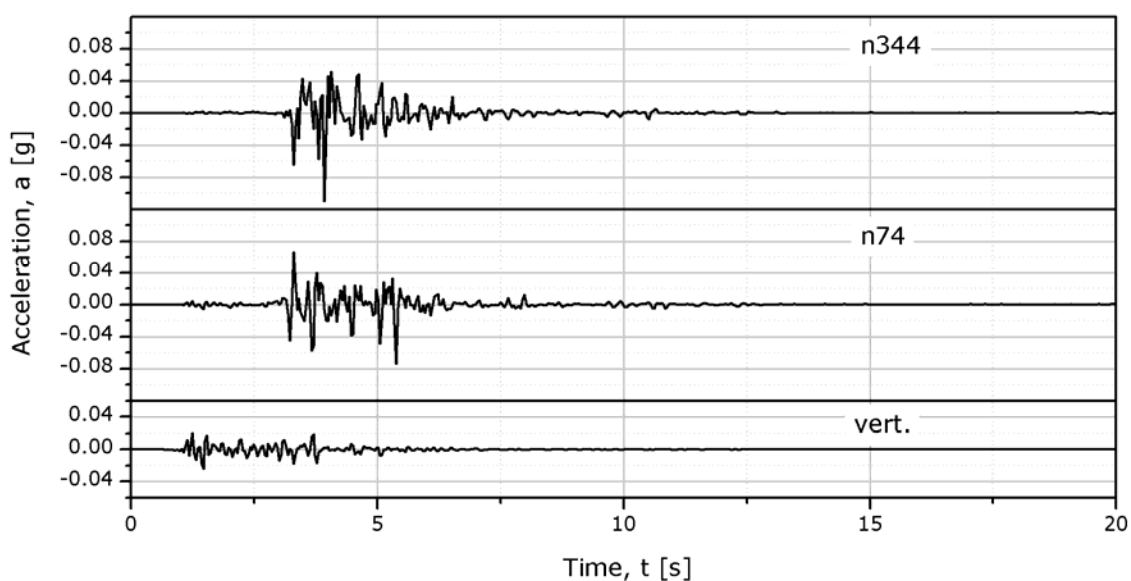


Figura 3.26 - Sismogrammi sintetici ottenuti tramite tecnica HIC a San Giuliano di Puglia per l'evento del 31 ottobre.

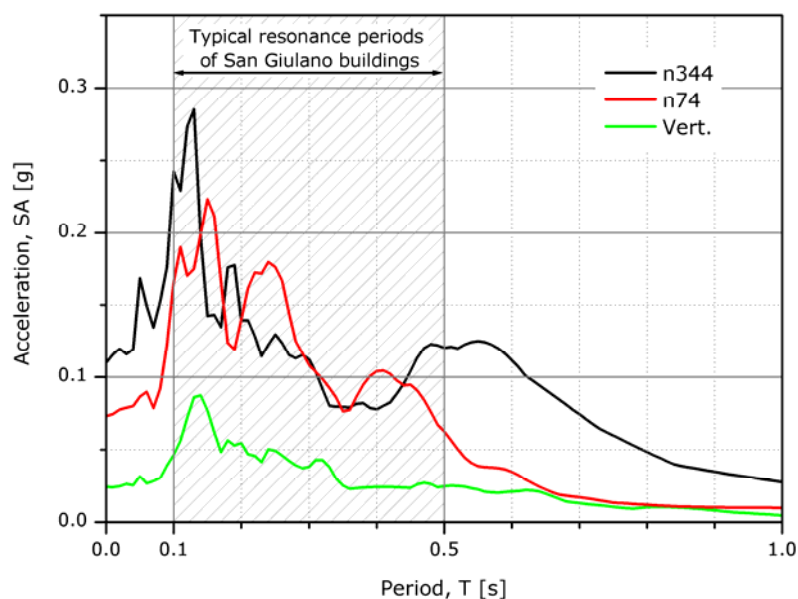


Figura 3.27 - Spettri di risposta relativi ai sismogrammi sintetici di Figura 3.26.

In definitiva le previsioni dello scenario di scuotimento eseguite sia con le leggi di attenuazione regionali (§3.4.2), sia con l'approccio DSM (Figura 3.23) e sia mediante tecnica HIC (Figura 3.26), forniscono per l'evento del 31 ottobre, accelerazioni dell'ordine di 0.1g al *bedrock* nell'area epicentrale.

In Figura 3.29 lo spettro di risposta HIC è confrontato con le registrazioni degli *aftershocks* 030 e 040 (cfr. Figura 3.19) al sito chiesa di San Giuliano di Puglia. Tali eventi rappresentano le due scosse di assestamento maggiormente risentite al sito

chiesa, in termini sia di accelerazioni massime e sia di intensità di Housner (cfr. §3.3). Per facilitare il confronto, le ampiezze spettrali mostrate nel grafico sono state normalizzate in funzione della relativa accelerazione massima e riferite alla componente n344; inoltre il *mainshock* è stato filtrato in *low-pass* a 11Hz, mentre gli *aftershocks* sono filtrati a 12Hz.

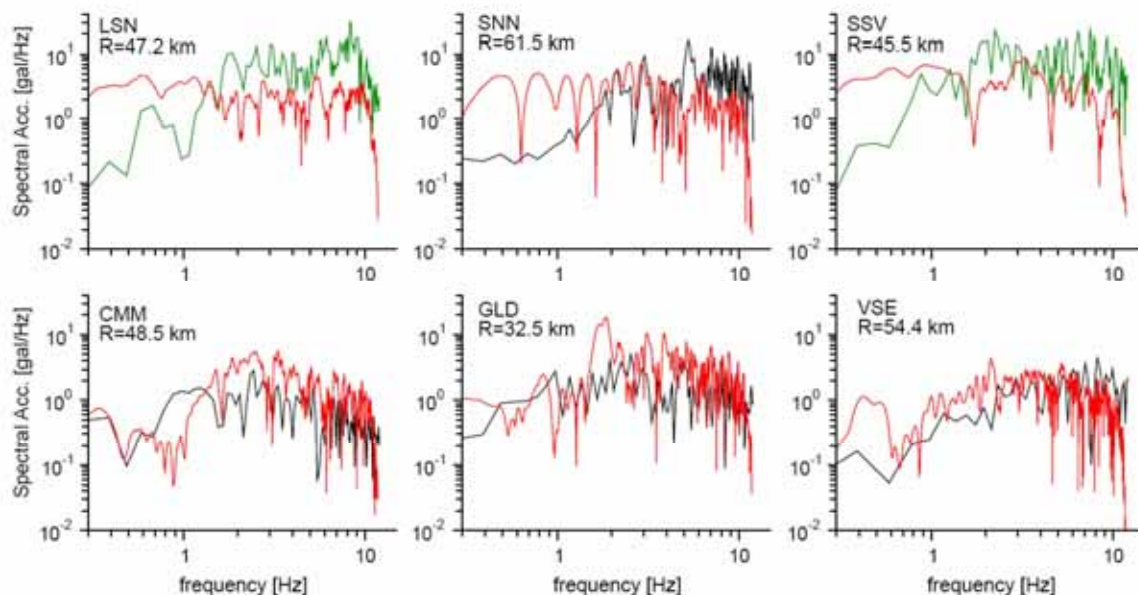


Figura 3.28 - Confronto tra spettri di Fourier sintetici ottenuti mediante tecnica HIC (linee rosse) e registrati durante l'evento del 31 ottobre dalle stazioni della RAN più vicine all'epicentro (linee nere = stazioni su *bedrock*; linee verdi = stazioni su suolo deformabile). I confronti si riferiscono alla componente NS (Franceschina *et al.*, 2006).

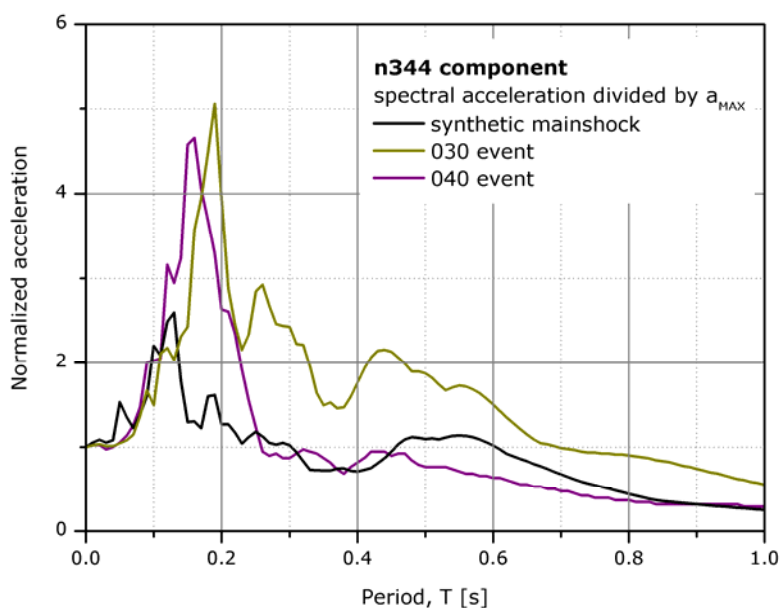


Figura 3.29 - Confronto tra spettri, normalizzati in funzione delle rispettive accelerazioni massime, relativi a *mainshock* HIC ed a registrazioni degli *aftershocks* 030 e 040 al sito chiesa.

Nella Figura 3.29 si può notare che il *mainshock* HIC contiene più energia alle alte frequenze rispetto agli *aftershocks*. Sia un'analisi visuale e sia il confronto oggettivo di spettro-compatibilità secondo i criteri di Bommer e Acevedo (2004), indicano una maggiore analogia tra l'evento principale e l'*aftershock* 040. Si osservi che la sorgente dell'evento 030 si trova ad una distanza maggiore da San Giuliano di Puglia, e ciò spiega il maggior contenuto alle basse frequenze registrate al sito. Le differenze tra *mainshock* ed *aftershock* 040, sebbene presentino epicentri assai prossimi tra loro, potrebbe essere dovuta alla notevole discrepanza tra le relative profondità focali (22.3km il *mainshock*, 3.5km l'*aftershock*).

4. STUDI SUL SOTTOSUOLO DI SAN GIULIANO DI PUGLIA

Il paese di San Giuliano di Puglia è costruito alla quota media di 450 metri s.l.m., su una stretta dorsale, orientata in direzione NNW-SSE, e delimitata da due valli abbastanza incise che circondano tutto l'abitato fino alla loro confluenza. In sommità tale dorsale si presenta abbastanza spianata, con una blanda depressione al centro (una cosiddetta sella morfologica, caratterizzata da un dislivello di circa 10 metri), che fa presagire la presenza di terreni relativamente più consistenti nella zona meridionale dell'abitato (Figura 4.1). La figura è stata realizzata a partire da DTM¹ dell'area di studio.

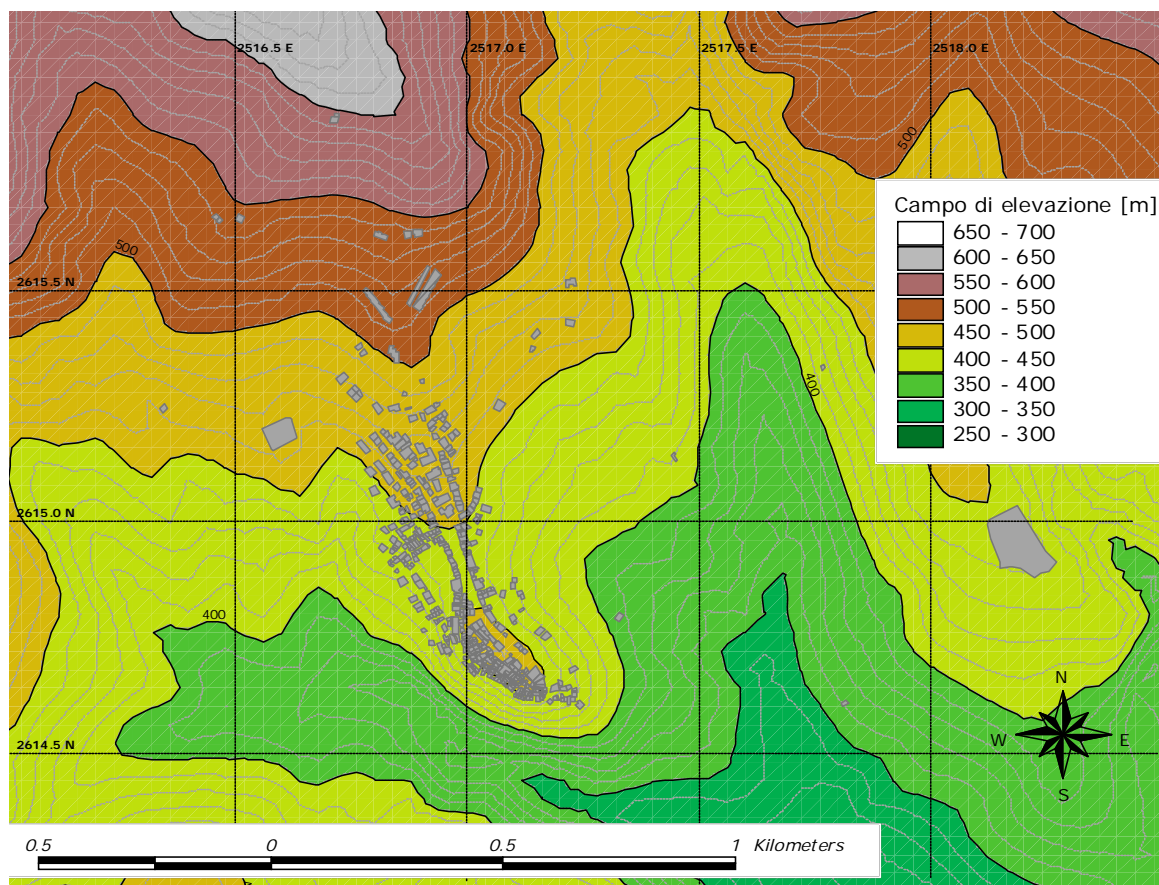


Figura 4.1 - Topografia dell'area di studio. La griglia sovrapposta alla mappa riporta le coordinate geodetiche cartografiche nella proiezione Gauss-Boaga.

Il centro urbano può essere idealmente suddiviso, come del resto gran parte degli abitati italiani, in due aree, una storica, risalente ad epoca medievale, situata nella parte più meridionale dell'abitato, ed una più recente, costruita in gran parte

¹ Il DTM (*Digital Terrain Model*) definisce la morfologia superficiale mediante un insieme di punti discreti egualmente spazati; nel caso in esame il pixel ha una dimensione di 40x40m.

dopo il 1940, che si sviluppa a NNW del nucleo originario (Figura 1.4b). Come presagito, vi sono sostanziali differenze tra i terreni di fondazione delle zone storica e recente. In particolare il centro storico sorge su una formazione litoide (flysch di Faeto), contraddistinta, peraltro, da elevata acclività (Figura 1.4a); invece, l'area di recente costruzione, dove l'evento sismico del 2002 ha provocato i danni più gravi, possiede una morfologia superficiale che mostra pendenze più dolci per la presenza di terreni a prevalente componente argillosa.

4.1 Indagini geologiche

Il sottosuolo dell'area di studio è in genere noto, nella letteratura geologica, come unità Dauna. Di questa unità fanno parte, tra le altre, le formazioni del flysch di Faeto e delle marne argillose di Toppo Capuana, entrambe affioranti a San Giuliano di Puglia.

Il *flysch di Faeto* è una formazione litoide del Miocene inferiore, costituita da un'alternanza di calcari e calcari marnosi di colore chiaro in strati di spessore variabile da 2 a 30 cm e livelli decimetrici di marne e marne argillose, marne bianche ed argille verdi. Il flysch affiora sia nell'estremità meridionale della dorsale, in un'unità relativamente scompaginata (Figura 4.2a), sia nel settore settentrionale, a monte dell'abitato, dove si presenta molto tettonizzata e smembrata. La formazione flyschoidale, più antica, passa stratigraficamente, verso l'alto, ad una successione di marne argillose, più recente note con il nome di unità di Toppo capuana.

L'*unità di Toppo Capuana* (Miocene superiore) è costituita prevalentemente da marne argillose ed argille marnose. La parte sommitale di tale formazione, di spessore limitato (generalmente inferiore a 10 metri), è caratterizzata da un grado di fessurazione da medio ad intenso, e si presenta alterata assumendo una colorazione avana o grigio avana con tonalità verdognole (Figura 4.3a). Le argille avana sfumano nelle sottostanti argille grigie (Figura 4.3b), che talora presentano anch'esse tonalità verdognole, sono meno intensamente fratturate e sono costituite da livelli più argillosi ai quali sono intercalati strati di marne argillose dure.

Le coperture detritiche sono particolarmente diffuse nel settore centro-settentrionale del centro urbano di San Giuliano di Puglia, e sono rappresentate da una coltre superficiale di spessore variabile (mediamente pari a 3 metri),

costituita da una matrice argilloso-marnosa scura di provenienza eterogenea (riporti, rimaneggiamenti, accumuli di frana e terreni colluviali).



Figura 4.2 - Affioramenti del flysch di Faeto nella zona Sud del centro abitato. Le figure illustrano l'alternanza tra calcari marnosi e marne argillose (a) (Mauro *et al.*, 2003) e il sistema plicativo principale, i cui assi sono orientati NW-SE (b) (Baranello *et al.*, 2003).

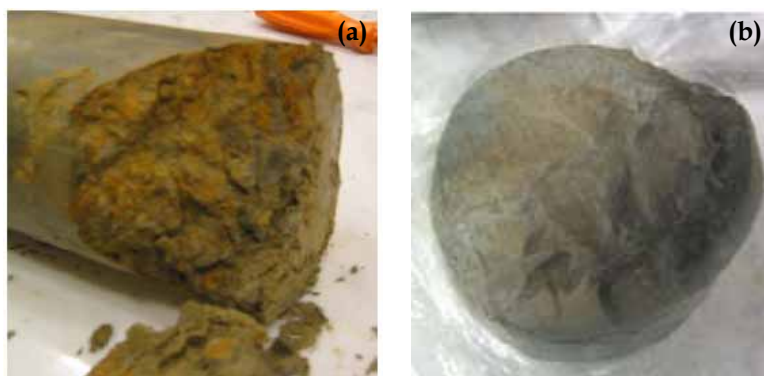


Figura 4.3 - Le differenti mesostrutture delle argille avana (a) e grigia (b) (Silvestri *et al.*, 2006a).

Per quel che concerne l'assetto strutturale, nella relazione geologico-strutturale eseguita tra novembre 2002 e marzo 2003 da docenti e ricercatori dell'Università del Molise (Casciello *et al.*, 2004), è osservato che lo spessore della formazione flyschoidale nell'area esaminata è pari a circa 300-350 metri, e, inoltre, che tale spessore è da ritenersi comunque sottostimato poiché non è affiorante la base dell'intervallo.

Dalla medesima relazione si evince che, il substrato calcareo-marnoso-argilloso risulta deformato da due ordini di strutture plicative. Il sistema principale è costituito da faglie subverticali con cinematica prevalentemente estensionale caratterizzate da assi di piega orientati all'incirca nella direzione NW-SE. Un esempio alla mesoscala di tale struttura è visibile nel taglio stradale sulla parete meridionale della dorsale su cui è edificato l'abitato di San Giuliano di Puglia (Figura 4.2b). Inoltre, tali strutture, sono responsabili del repentino accostamento tra i termini calcareo-marnosi della formazione di Faeto e i termini argilloso-marnosi dell'unità di Toppo Capuana, come accade ad esempio in corrispondenza del versante meridionale della dorsale di San Giuliano di Puglia. Nel deposito di marne argillose sono localizzati dissesti, riferibili essenzialmente a fenomeni gravitativi di versante di tipo superficiale (alcuni peraltro acuiti dagli eventi sismici del 2002), ed a processi di dilavamento (Figura 4.4). Questi processi, però, non interessano, se non in maniera marginale, il centro urbano, e non sono quindi imputabili del diffuso grado di danneggiamento prodotto dall'evento sismico, come ribadito anche nel *Rapporto finale sulla Microzonazione Sismica del centro abitato di San Giuliano di Puglia* (Baranello *et al.*, 2003).

Per questo motivo, nello studio, è stata data prioritaria importanza al fenomeno dell'amplificazione locale, e quindi all'individuazione della geometria delle strutture geologiche profonde mediante indagini geofisiche (§4.2) ed alla caratterizzazione meccanica, in particolare dal punto di vista sismico, dei terreni (§4.3).

Lo stile deformativo dell'area di studio corrisponde a quello dei settori esterni dell'Appennino meridionale (Figura 4.5), caratterizzato da estese falde fortemente traslate e plurideformate (cfr. Gallipoli *et al.*, 2004; Casciello *et al.*, 2004; Giaccio *et al.*, 2004; Strollo *et al.*, 2007). La complessità di tale stile deformativo è stata probabilmente causa delle differenti, e per molti versi contrastanti, ipotesi sulla geometria del deposito di marne argillose di Toppo Capuana al di sotto del centro urbano di San Giuliano di Puglia, che si sono succedute, nell'arco degli ultimi anni, dopo l'evento sismico del 2002.

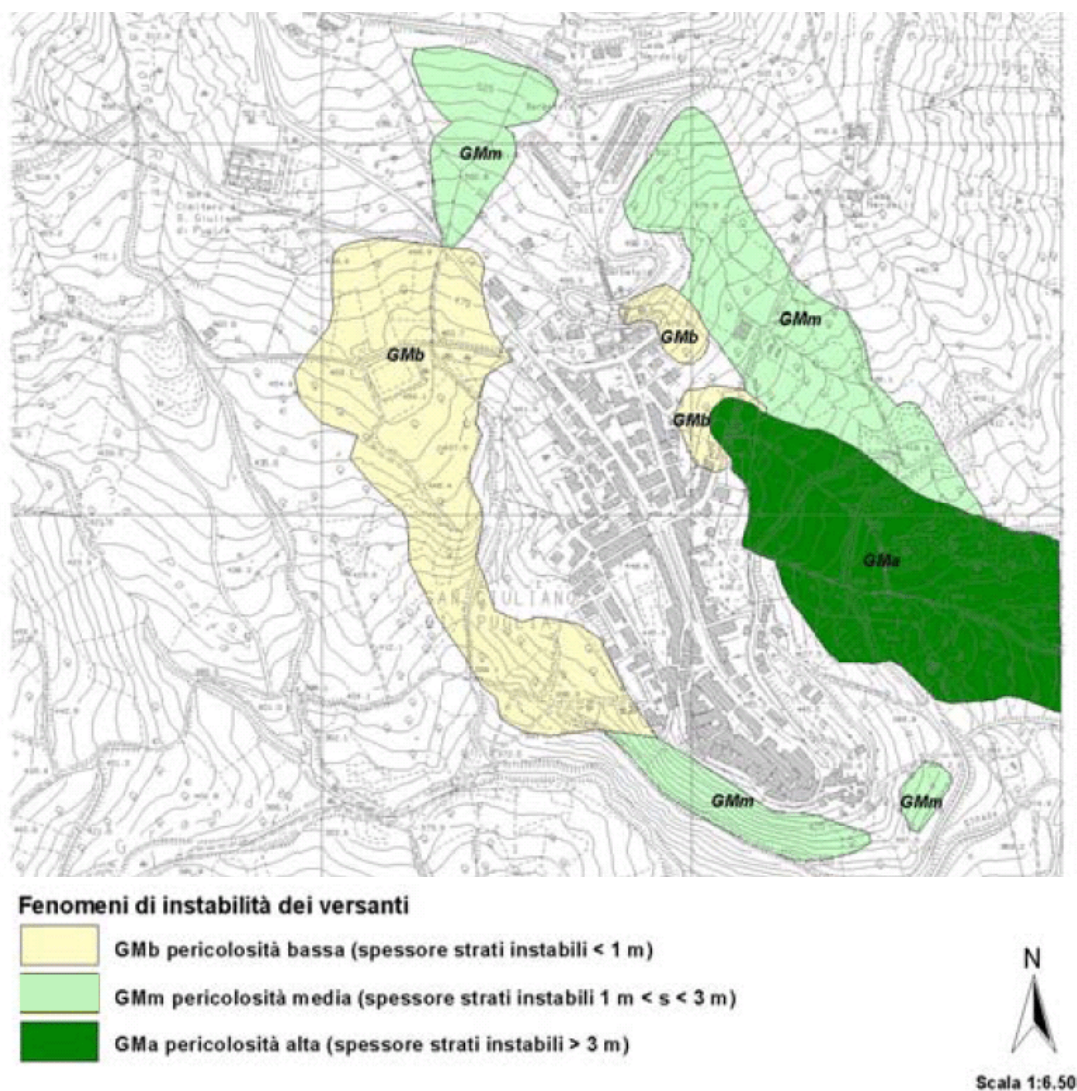


Figura 4.4 - Mappa di pericolosità dovuta ad instabilità dei versanti (da Baranello *et al.*, 2003).

4.1.1 Modello DPC-UniMol

Nel periodo compreso tra novembre 2002 e marzo 2003, docenti e ricercatori dell'Università del Molise, in collaborazione con l'Ufficio Servizio Sismico Nazionale del DPC e la *Geoservizi* (CB)², hanno effettuato ricerche e rilievi geologico-strutturali nell'area in cui ricade il centro abitato di S. Giuliano di Puglia. L'assetto geologico elaborato a partire da tali rilievi consiste in una carta geologica e relative sezioni in scala 1:5000 (Figura 4.6), contenute nel *Rapporto*

² In qualità di *general contractor* per la campagna di indagini geognostiche, commissionate congiuntamente dal DPC e dalla Procura della Repubblica presso il Tribunale di Larino.

finale sulla Microzonazione Sismica del centro abitato di San Giuliano di Puglia (Baranello *et al.*, 2003).

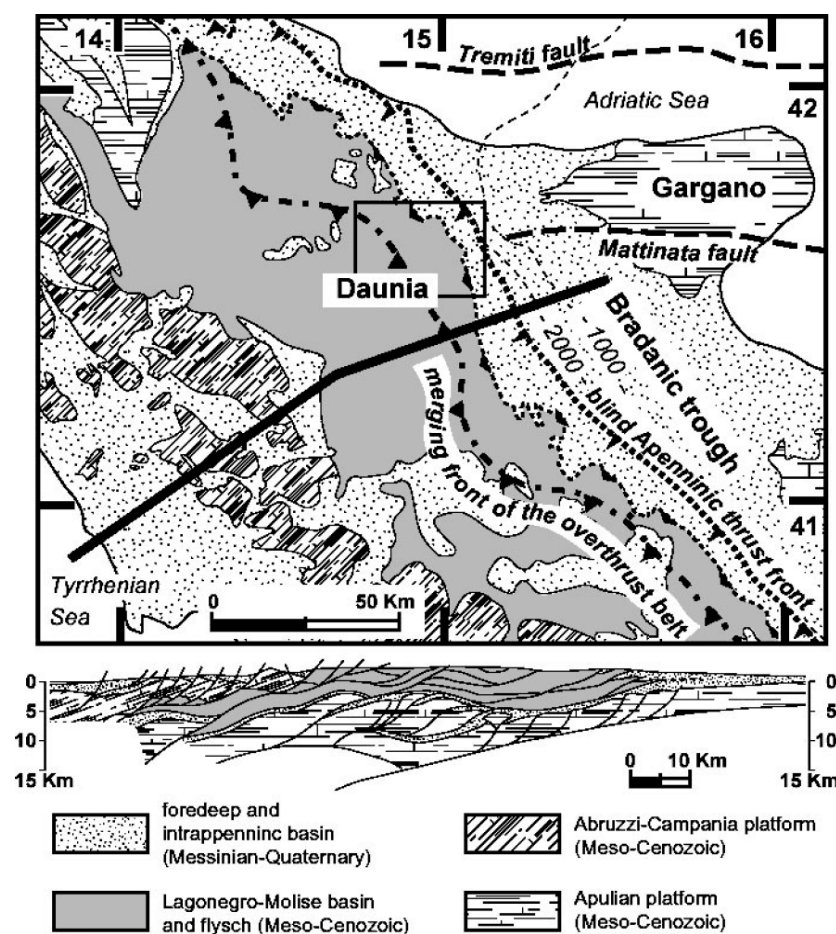


Figura 4.5 - Mappa strutturale schematica e sezione dell'Appennino centro-meridionale. San Giuliano di Puglia si trova nell'area evidenziata tramite quadrato nero (Gallipoli *et al.*, 2004).

Il modello geologico corrispondente (che sarà nel seguito identificato con l'acronimo DPC-UniMol) è caratterizzato da una struttura a doppia sinclinale. In particolare, si ipotizza che il substrato delle argille sia costituito dalla formazione flyschoidale, deformata da un sistema di pieghe con assi orientati all'incirca NW-SE, e caratterizzata da strutture di tipo asimmetrico verso i quadranti Nord-orientali. L'area risulta inoltre attraversata da faglie subverticali con cinematica prevalentemente estensionale e con orientazioni variabili da circa N-S a NW-SE. Nella sezioni in Figura 4.6b sono evidenziati i sondaggi della campagna di indagini congiunta DPC-Procura. Come si può notare, sebbene in un caso (S1) la perforazione sia stata spinta sino a 70m, la profondità raggiunta nei sondaggi geognostici è troppo limitata per poter confermare le ipotesi avanzate sull'andamento del substrato.

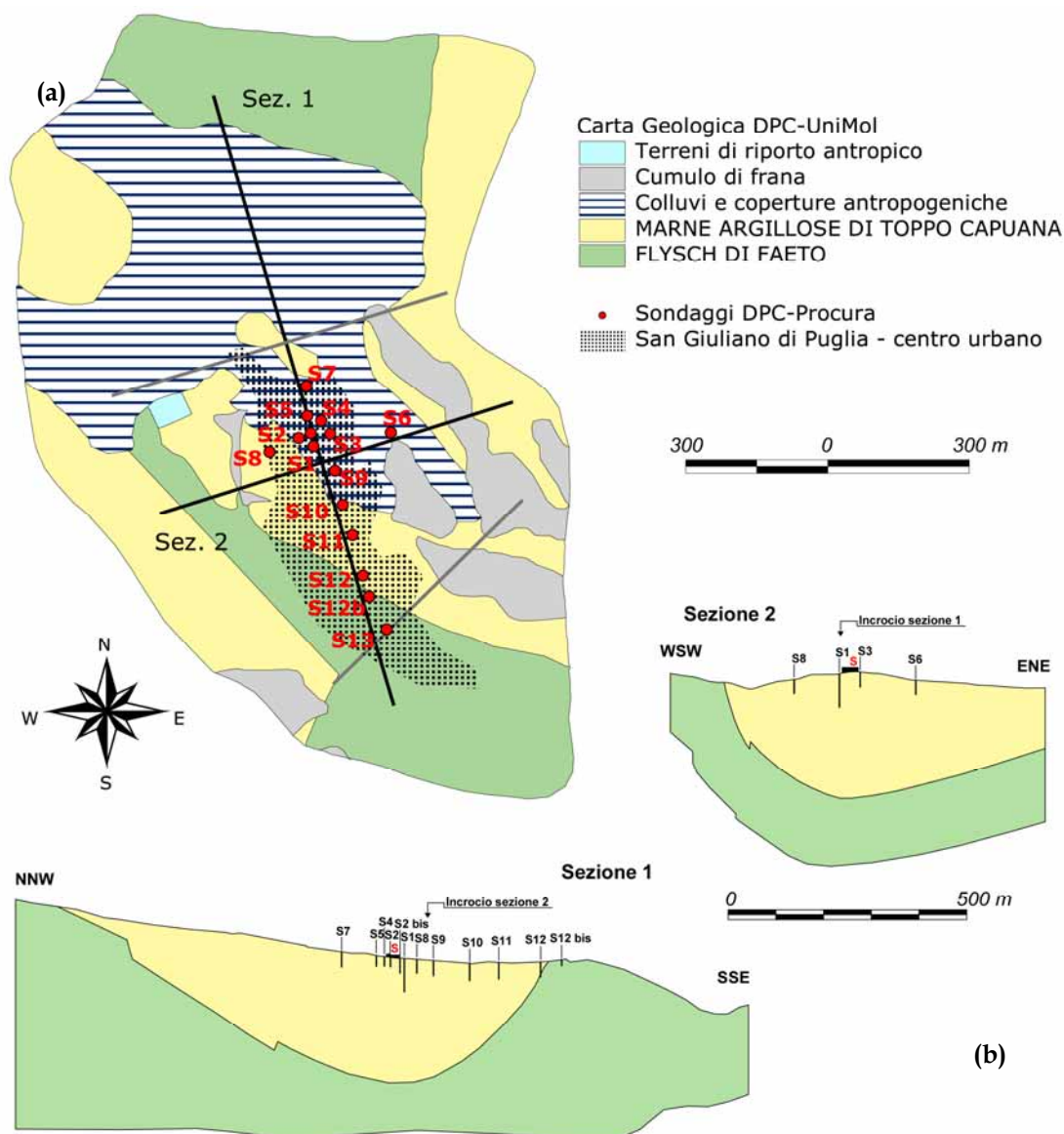


Figura 4.6 - Carta (a) e sezioni (b) geologiche DPC-UniMol (Baranello *et al.*, 2003).

4.1.2 Modello UniCal-PoliBa

Successive indagini geologiche, condotte da Melidoro (2004) e Guerricchio (2005) per conto della Procura, hanno avanzato dubbi sulla geometria a catino del modello DPC-UniMol. Infatti, le analisi micropaleontologiche su 8 campioni estratti da 4 sondaggi eseguiti nelle marne argillose di Toppo Capuana hanno evidenziato che l'età di tale formazione va sostanzialmente dal Tortoniano superiore (sondaggio S1) al Messiniano inferiore (sondaggi S10 e S12), e che quindi nella zona meridionale del centro abitato le argille più recenti sono a contatto con l'unità flyschoidale. Questa datazione è incompatibile con una struttura a sinclinale. In Figura 4.7 sono riportate la carta geologica (a) e la

relativa sezione Nord-Sud (b) redatte dai due Autori, che nel seguito per brevità di notazione saranno identificate come UniCal-PoliBa. Come si può notare, non viene formulata nessuna ipotesi sull'andamento geometrico del substrato.

Da un'accurata analisi dei sondaggi eseguiti nel centro abitato, è stato rilevato che gli spessori della coltre detritica variano tra 2.5-4 metri circa nei sondaggi da S1 a S4, nella zona di recente espansione, fino a 7.5 metri in S6, eseguito più ad Est, dove sono localizzati i fenomeni franosi più intensi (cfr. Figura 4.4). Nella sezione Nord-Sud in Figura 4.7b, è indicato per motivi di scala lo spessore complessivo (massimo 12 m circa) della coltre detritica e dell'argilla avana; come si può osservare, il limite stratigrafico tra questa e l'argilla grigia sembra approfondirsi verso S della dorsale.

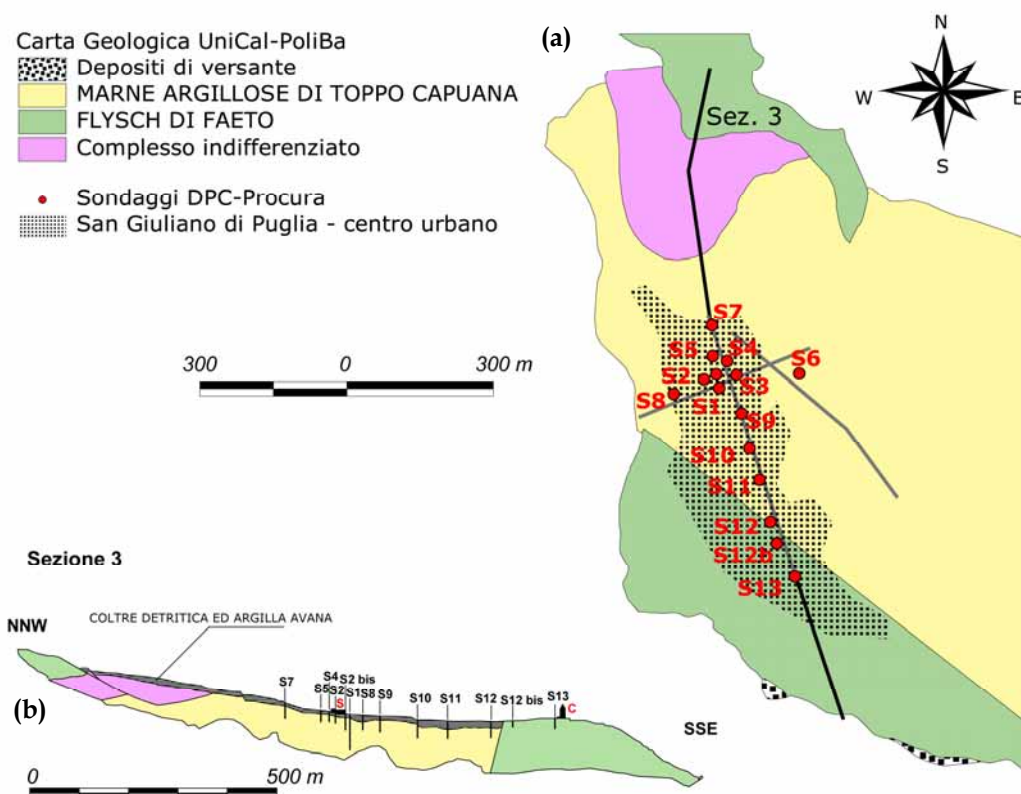


Figura 4.7 - Carta (a) e sezione (b) geologica UniCal-PoliBa (Melidoro, 2004; Guerricchio, 2005).

4.1.3 Modello CNR-INGV

Ulteriori studi geologici, pubblicati a cura di ricercatori del CNR e dell'INGV (Giaccio *et al.*, 2004), forniscono un'ulteriore interpretazione dei rapporti stratigrafici tra le due formazioni principali, ipotizzando un meccanismo di

sovrascorrimento del flysch sul deposito delle marne argillose, come mostrano la carta geologica e la sezione Nord-Sud riprodotte in Figura 4.8.

Questo modello geologico (identificabile con “CNR-INGV”) sembra compatibile con la datazione eseguita da Melidoro (2004) e Guerricchio (2005), ed appare geometricamente ancora più complesso rispetto all’ipotesi DPC-UniMol.

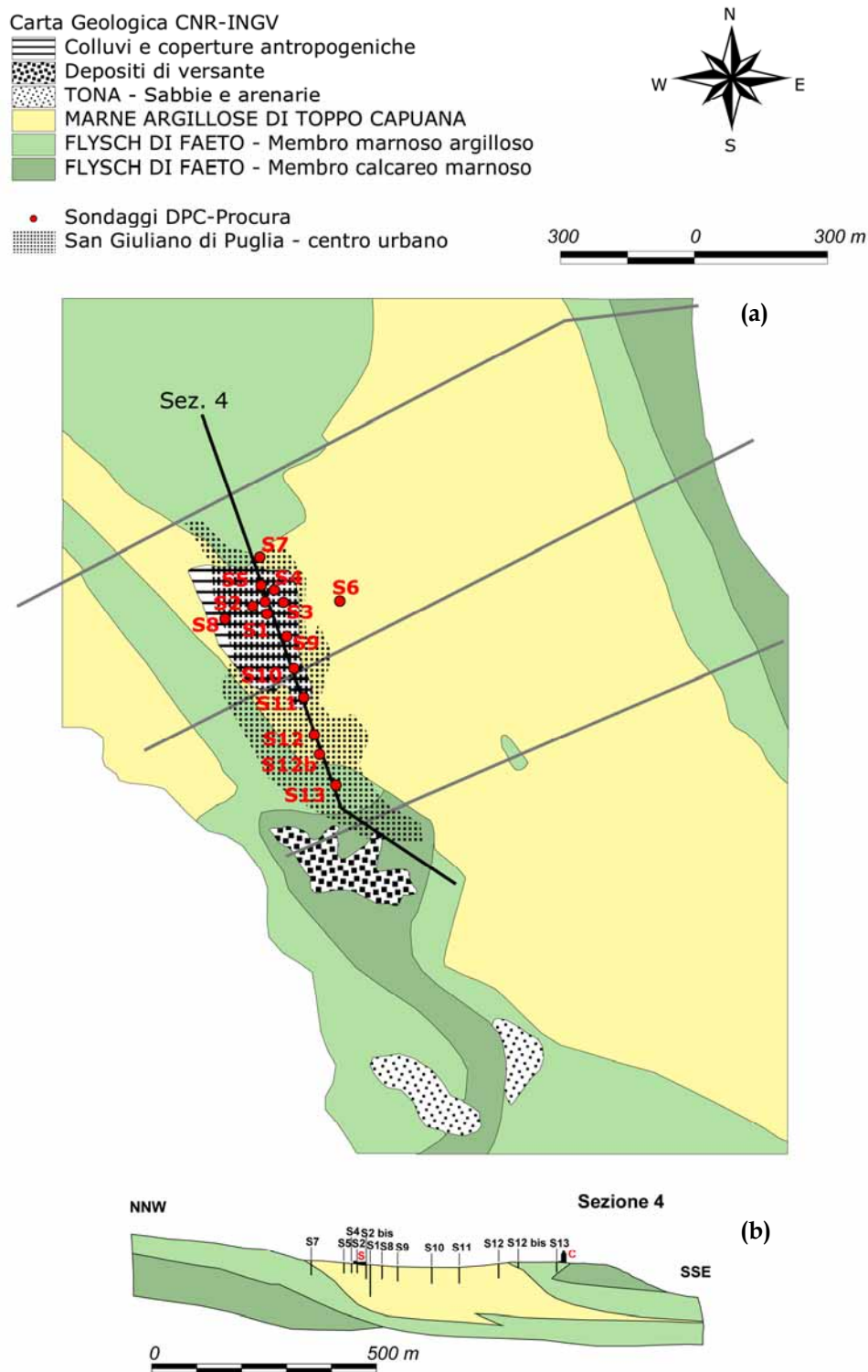


Figura 4.8 - Carta (a) e sezione (b) geologica CNR-INGV (Giaccio *et al.*, 2004).

4.1.4 Modello UniFe-INOGS

Nell'ambito del Progetto S3 è stato costruito un modello geologico-strutturale 3D del sottosuolo dell'area di studio (Caputo *et al.*, 2007), sulla base di indagini sul campo ed avvalendosi dei risultati delle inversioni tomografiche geoelettriche (§4.2.1) e sismiche (§4.2.3), del rilievo gravimetrico (§4.2.2), e delle informazioni tratte dai sondaggi geognostici (§4.3.1). Il modello copre un'area di 2 km di lato e si estende fino alla profondità di circa 1500 m rispetto alla superficie (Figura 4.9). Nella definizione del modello si sono considerate le 4 unità litologiche principali che era possibile vincolare adeguatamente in profondità, il flysch di Faeto (FF), l'unità di Toppo Capuana (TC), il melange (M) ed i depositi pliocenici (P) in successione sui carbonati della piattaforma apula.

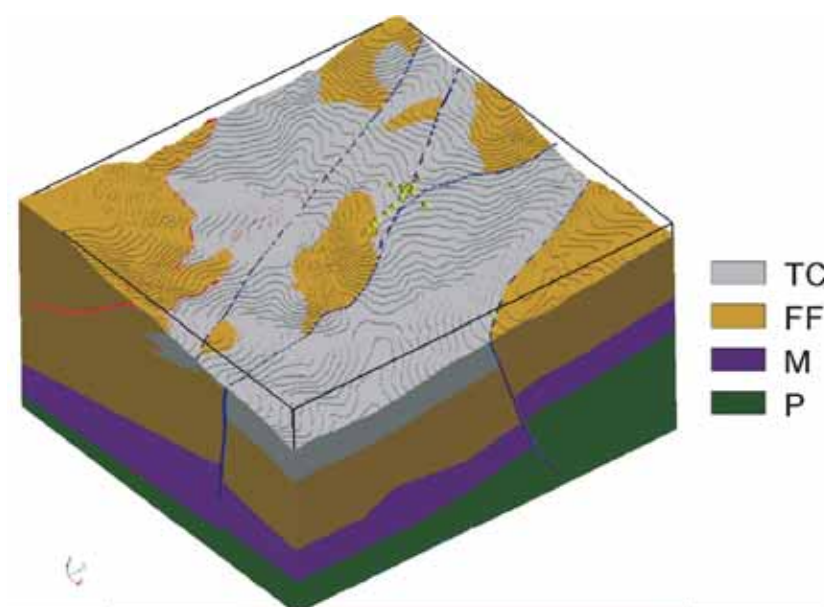


Figura 4.9 - Modello digitale 3D dell'area di San Giuliano di Puglia. I simboli gialli indicano le posizioni dei sondaggi S1-S13. TC: unità di Toppo Capuana; FF: flysch di Faeto; M: melange; P: depositi pliocenici in successione sui carbonati della piattaforma apula.

Secondo gli Autori, la complessità dello stile deformativo dell'area è prodotta da due sistemi di faglie. Le primarie ad assetto verticale ad alto angolo, mediamente orientate NNO-SSE, con prevalente cinematica trascorrente. Tali strutture primarie dissecano in modo obliquo e dislocano anche di centinaia di metri le secondarie, a basso angolo, con cinematisimo inverso e generalmente orientate NO-SE (Figura 4.10a).

L'attivazione di questi sistemi di faglie ha localmente dato luogo a tipiche strutture a fiore, come quella su cui si trova gran parte del centro urbano di San Giuliano di Puglia (indicato dalla posizione dei sondaggi S1-S13 della campagna

DPC-Procure). Nella Figura 4.10b si può infatti notare il cuneo, contrassegnato in figura dal numero 1, soggetto a regimi compressivi, che si è sollevato sino a far affiorare il flysch di Faeto nella zona del centro storico di San Giuliano di Puglia.

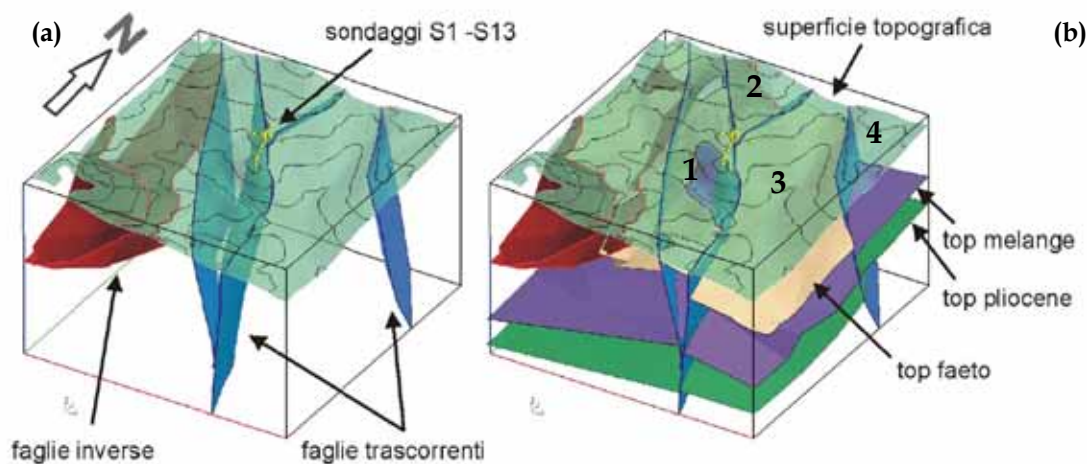


Figura 4.10 - Modello digitale 3D: principali faglie (a) ed unità stratigrafico-litologiche. In entrambe le figure, in trasparenza, sono indicate la superficie topografica e l'ubicazione dei sondaggi della campagna DPC-Procure (Caputo *et al.*, 2007).

Anche le marne argillose di Toppo Capuana, che ricoprivano il flysch di Faeto con spessori dell'ordine delle centinaia di metri, sono state sospinte verso l'alto sia dal regime di compressione instaurato nelle zone 1 e 4 di Figura 4.10b, sia dalla dislocazione indotta dalla faglia secondaria a basso angolo nella zona 2. Conseguentemente l'unità argillosa ha subito, nelle suddette zone, un processo di erosione che, in alcuni punti, ha portato in superficie il flysch sottostante (come, ad esempio, nell'intera zona 4; nella parte centrale, in viola, della zona 1, dove è situato il centro storico di San Giuliano di Puglia; e nella parte più a Nord della zona 2), mentre in altri ha provocato un intenso processo di sovraconsolidazione. La Figura 4.11a,b mostra, invece, le due sezioni orientate parallelamente (sezione NNW) ed ortogonalmente (sezione ENE) al centro urbano e la sezione che segue la struttura a fiore di San Giuliano di Puglia.

Per avere un'idea degli effetti di tale struttura, la Figura 4.12 fornisce la presunta posizione delle faglie (in rosso) con riferimento alla sezione NNW, ed identifica i terreni sovraconsolidati. L'interpretazione degli Autori è che le zone di sollevamento (ed erosione) - a Nord e Sud del centro urbano - (cfr. Figura 4.10b, zone 1 e 2) sono caratterizzate da elevati valori del grado di sovraconsolidazione. Al contrario, i terreni che si trovano nella zona 3 (Figura 4.10b), non si trovano nel ramo di scarico della curva di consolidazione (o almeno presentano un grado di sovraconsolidazione inferiore a quello delle zone 1 e 2).

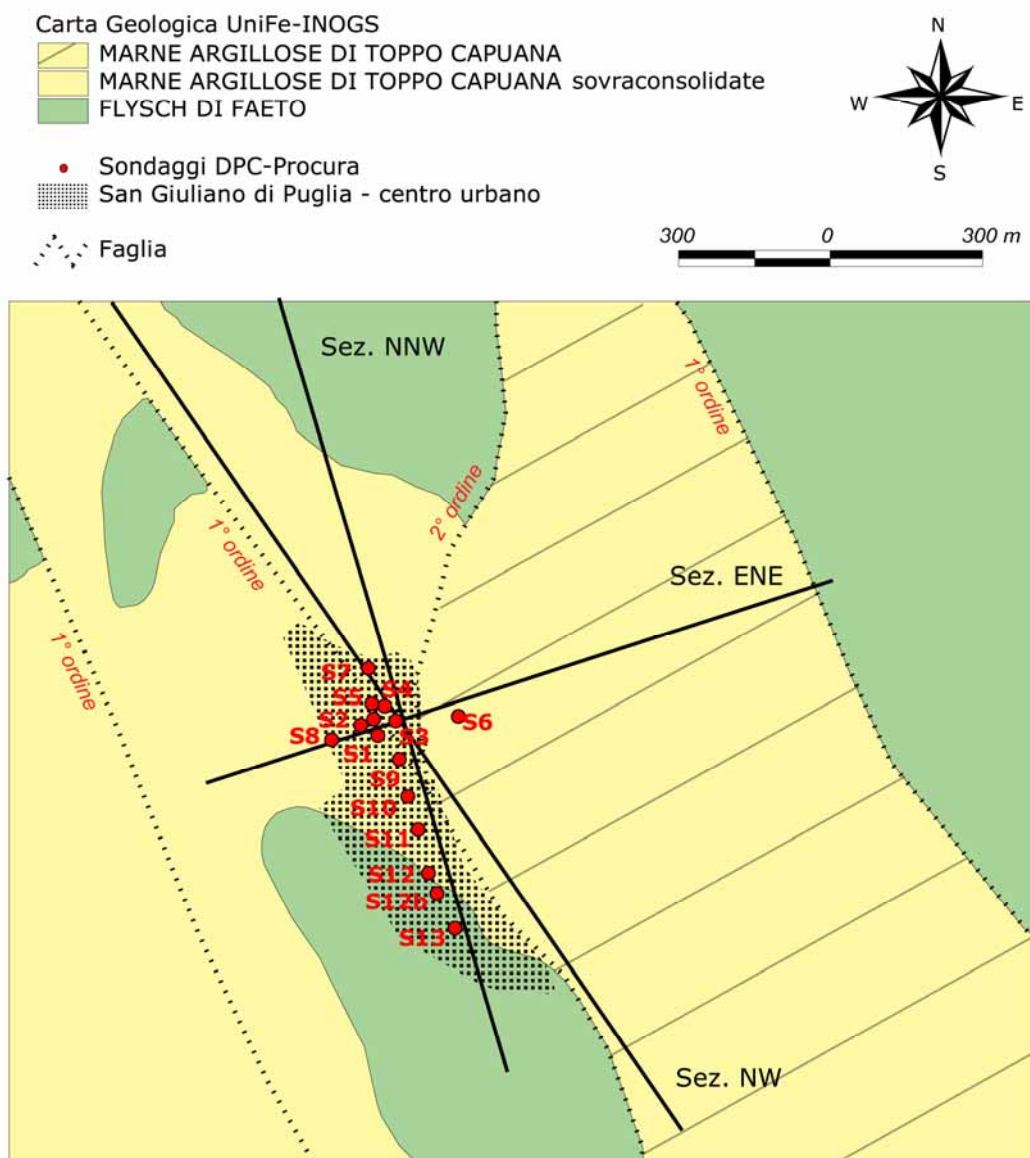


Figura 4.11a - Carta geologica UniFe-INOGS (Caputo *et al.*, 2007).

Le prove geotecniche di laboratorio, di compressione edometrica ed isotropa (Vitone, 2005; Silvestri *et al.*, 2006a), hanno confermato, nella formazione argillosa, un elevato grado di sovraconsolidazione in praticamente tutti i campioni analizzati provenienti dalla campagna di indagini DPC-Procura. Si noti che, tale campagna, a meno del sondaggio S6, ha interessato i terreni ad Ovest delle faglie primaria ad alto angolo e secondaria a basso angolo (Figura 4.11a), proprio in aree che, secondo il modello geologico proposto dagli Autori, soggette ad una storia tensionale di sovraconsolidazione dovuta ad innalzamento ed erosione per effetto della struttura a fiore. Del resto, come si può notare dalla Figura 4.11a, l'intero centro urbano di San Giuliano di Puglia si sviluppa ad Ovest delle faglie primaria e secondaria, ovvero nelle zone 1 e 2 in Figura 4.10b.

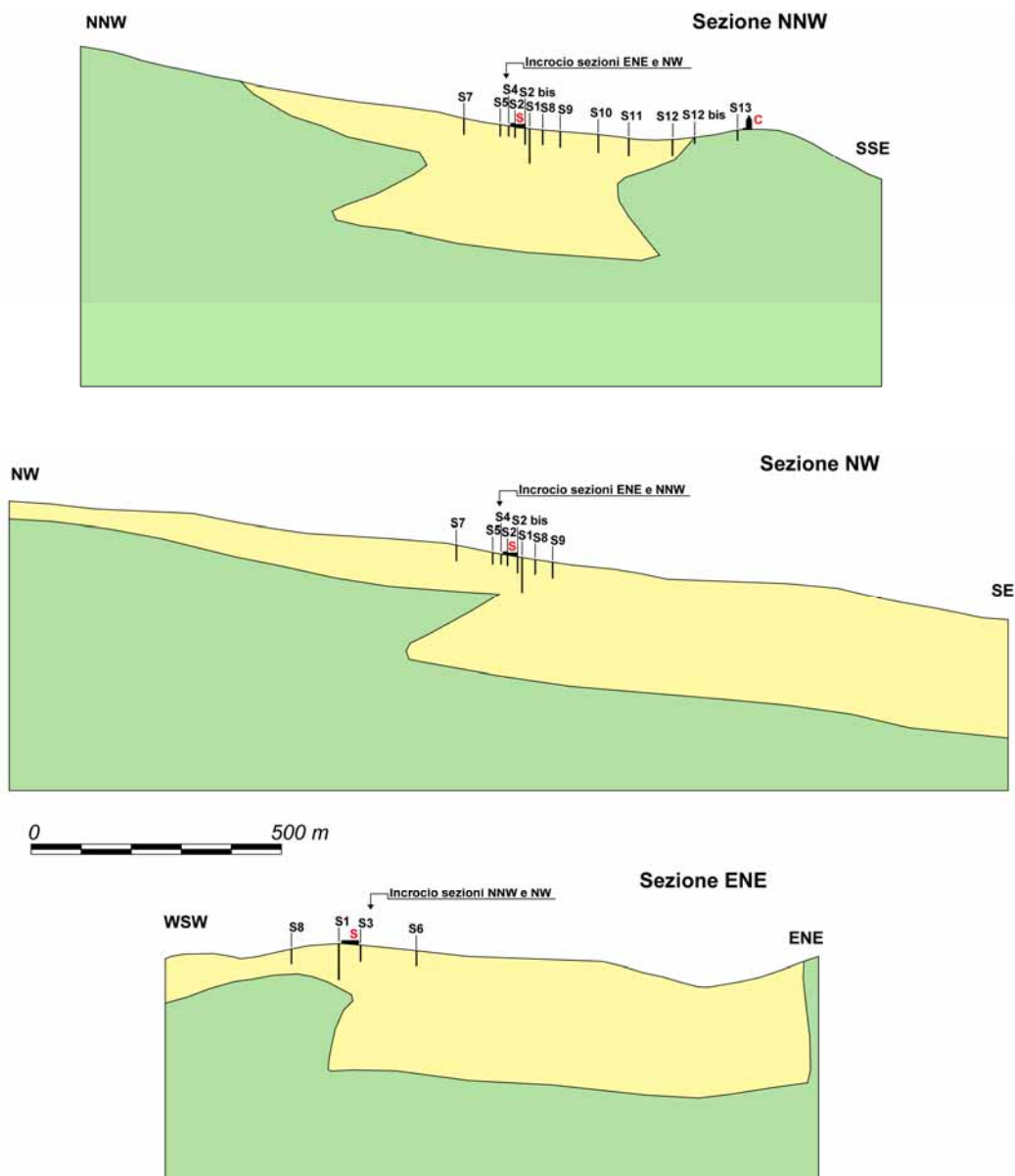


Figura 4.11b - Sezioni geologiche UniFe-INOGS (Caputo *et al.*, 2007).

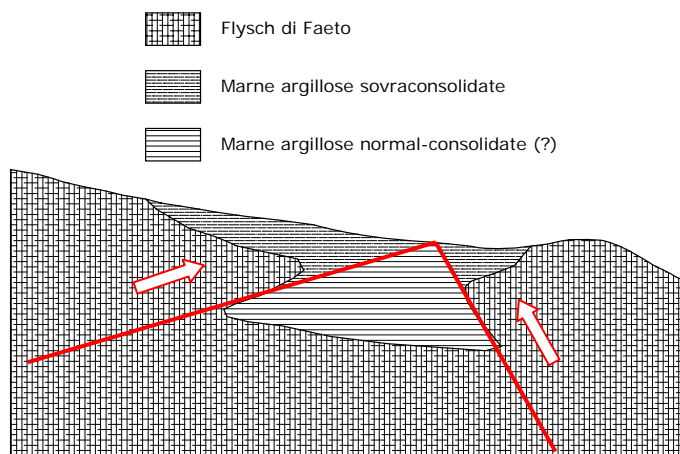


Figura 4.12 - Sezione NNW (Figura 4.11), con indicazione del cinematismo che ne condiziona la storia tensionale.

4.2 Indagini geofisiche

A causa delle diverse interpretazioni sull'assetto geologico strutturale precedenti (DPC-UniMol, UniCal-PoliBa e CNR-INGV), ma soprattutto per l'incertezza sull'andamento in profondità dell'interfaccia tra flysch di Faeto e marne argillose di Toppo Capuana – variabile di grande peso nelle simulazioni numeriche della risposta sismica locale – nell'ambito del Progetto S3 sono state effettuate una serie di indagini geofisiche finalizzate a dirimere questa incertezza.

In particolare, tra febbraio e marzo del 2006, ricercatori dell'IMAA-CNR di Potenza, sfruttando la differente conducibilità elettrica tra marne argillose e flysch, hanno eseguito 3 inversioni tomografiche geoelettriche, di cui una profonda (§4.2.1).

Successivamente, nel periodo di giugno 2006, il Centro di Ricerche Sismologiche (CRS) dell'Istituto Nazionale di Oceanografia e di Geofisica Sperimentale (INOGS) ha condotto una campagna gravimetrica di dettaglio nell'area di San Giuliano di Puglia con lo scopo di dedurre, dalle anomalie del campo gravitazionale, la distribuzione delle densità nel sottosuolo (e quindi la geometria, lo spessore e l'assetto tettonico) delle formazioni geologiche, in un'area di circa 36km² attorno a San Giuliano di Puglia. Questo tipo di analisi, finalizzata perlopiù al riconoscimento geologico strutturale degli elementi profondi (dell'ordine di oltre 1000 metri) per simulazioni 3D a grande scala, è stata utile anche per conoscere alcuni caratteri delle strutture più superficiali (in particolare delle marne argillose di Toppo Capuana) per le simulazioni numeriche alla scala del centro urbano (§4.2.2).

Recentemente, nel gennaio 2007, altri ricercatori, sempre appartenenti al CRS dell'INOGS, hanno effettuato indagini sismiche a riflessione che hanno condotto alla definizione di modelli 2D delle velocità delle onde di compressione nei terreni attraverso una procedura di inversione tomografica (§4.2.3).

4.2.1 Geoelettriche

La prospezione geoelettrica consiste, com'è noto, nella determinazione sperimentale del parametro della resistività apparente (ρ). L'andamento nel sottosuolo della resistività elettrica è un parametro fortemente influenzato dalla porosità e fratturazione delle rocce, dal contenuto e salinità dei fluidi contenuti nelle rocce, dalla temperatura e dalla presenza di minerali argillosi.

Recentemente, è stata sviluppata una tecnica di superficie, denominata Tomografia di Resistività Elettrica (ERT), che consente di ottenere un'immagine 2D della resistività elettrica lungo il piano della sezione verticale passante per il profilo scelto.

Nel Comune di San Giuliano di Puglia sono state eseguite, da ricercatori dell'IMAA-CNR di Potenza (Piscitelli, 2007), tre tomografie di resistività elettrica. Di queste solo due però sono proficue, dal punto di vista delle informazioni che si possono trarre in merito alla forma del bacino di marne argillose, la tomografia profonda e quella ad alta risoluzione, orientate rispettivamente in direzione NNO-SSE e SO-NE; se ne riportano le tracce in Figura 4.13. Invero la tomografia profonda è stata realizzata proprio perché, lungo la medesima traccia, la tomografia ad alta risoluzione (non riportata), data la minore profondità di indagine che la caratterizza, non riusciva a scorgere traccia della formazione flyschoidale.

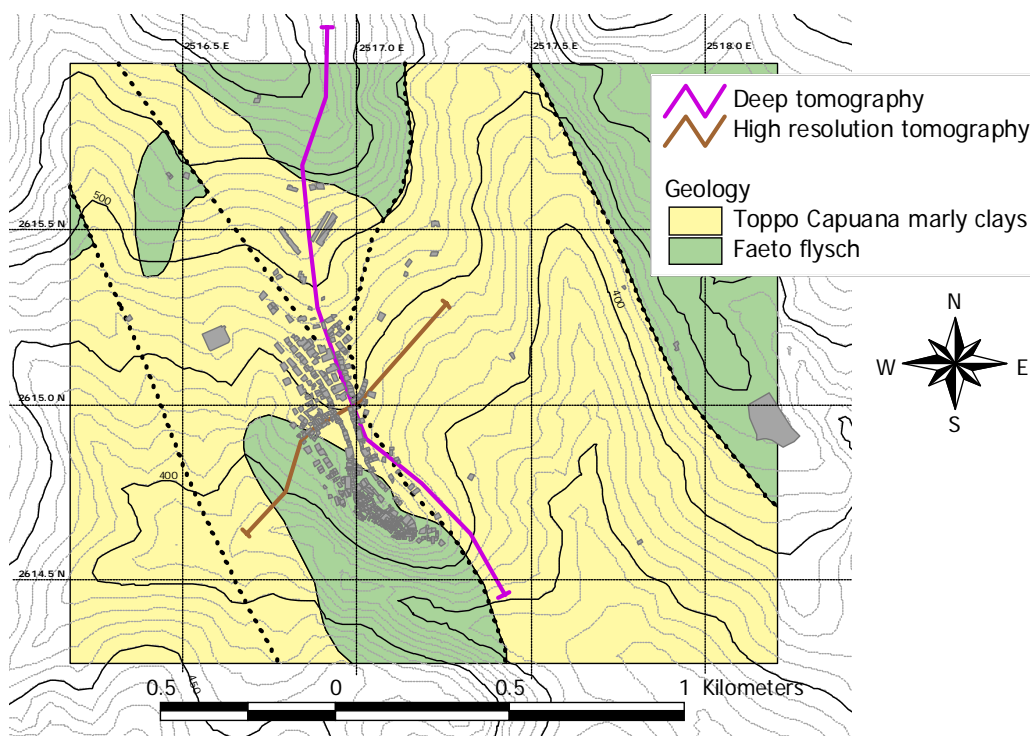


Figura 4.13 - Ubicazione delle tomografie di resistività elettrica profonda e ad alta risoluzione (Piscitelli, 2007, modificata).

La tomografia di resistività elettrica ad alta definizione (Figura 4.14a) è stata eseguita mediante un sistema multielettrodo a 48 canali con spaziatura elettrodoica di 20m, mentre la profonda (Figura 4.14b) mediante un sistema manuale disaccoppiato con spaziatura interelettrodoica pari a 200m. La lunghezza

della tomografia ad alta definizione è pari a 940m, con una profondità media di esplorazione pari a circa 200m, mentre la tomografia profonda ha una lunghezza di 1800m e raggiunge una profondità di circa 340 m.

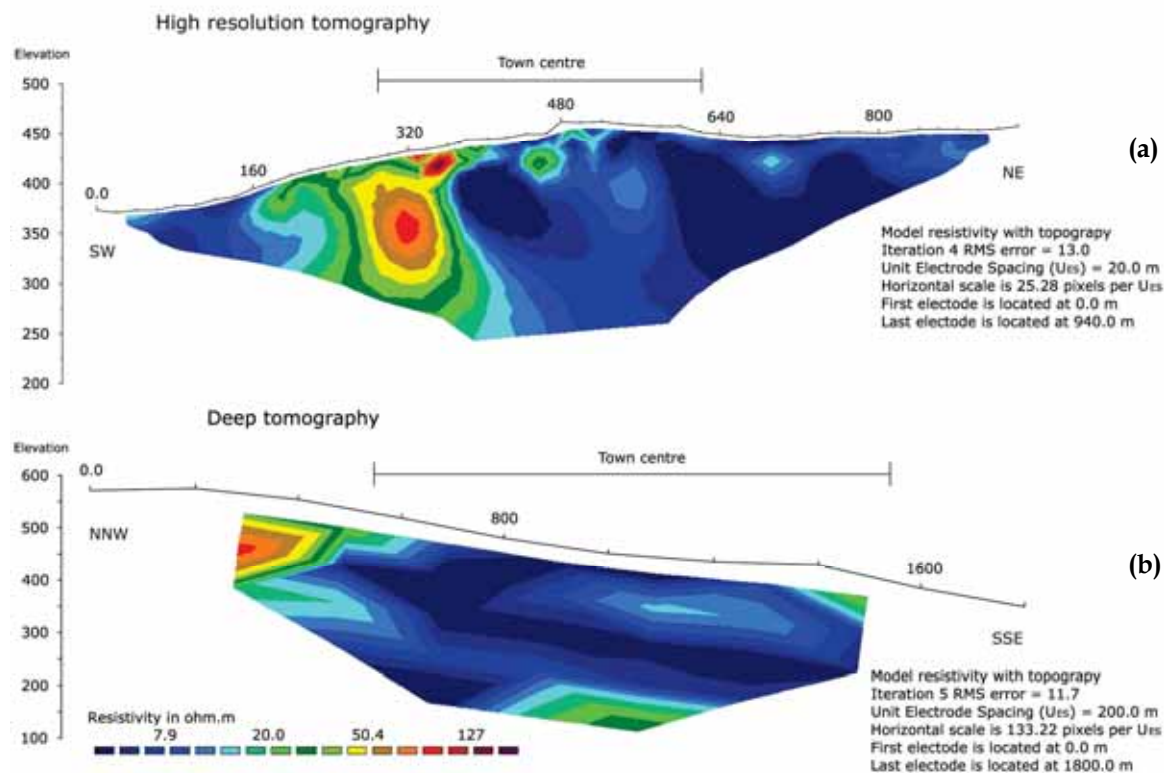


Figura 4.14 - Tomografie di resistività elettrica ad alta risoluzione (a) e profonda (b) eseguite nel Comune di San Giuliano di Puglia (Piscitelli, 2007, modificata).

Entrambe le ERT sono caratterizzate da un *range* di valori di resistività relativamente basso ($5 < \rho < 160 \text{ Wm}$). Nel dettaglio, si nota una distribuzione piuttosto omogenea di valori relativamente bassi di resistività ($\rho < 30 \text{ Wm}$), che indica la presenza di materiali molto conduttivi, quali materiali a componente argillosa e/o con notevole contenuto d'acqua (ad es. marne argillose di Toppo Capuana o flysch di Faeto tettonizzato). Valori relativamente alti di resistività ($\rho > 50 \text{ Wm}$) sono altresì associabili a materiali quali il flysch di Faeto intatto.

La tomografia ad alta definizione (Figura 4.14a) indica, come del resto è stato evidenziato in tutti i modelli geologici proposti (§4.1), che il contatto tra flysch di Faeto e marne argillose è sub-verticale. E' particolarmente interessante osservare, dal confronto con la carta geologica di Figura 4.14, che il centro urbano di San Giuliano di Puglia è ubicato tra le progressive 300-500, e che, quindi, strutture anche molto vicine, sono edificate su terreni che differiscono, non solo in superficie, ma anche in profondità per centinaia di metri. Purtroppo in questa

ERT, sebbene spinta sino a 200m di profondità, non si nota la presenza di un *bedrock* resistivo.

La tomografia profonda³ (Figura 4.14b) è caratterizzata da valori di resistività relativamente bassi ($\rho < 30\text{Wm}$) e da assenza di forti variazioni sia laterali che verticali di resistività. Si nota, a Nord, un settore con valori relativamente alti di resistività ($\rho > 50\text{Wm}$), tali valori sembrano indicare la presenza di flysch di Faeto fino alla progressiva 500m (per confronto, la scuola Jovine è ubicata circa alla progressiva 900m). Si tenga però presente che, nel settore settentrionale, a monte dell'abitato, il flysch si presenta molto tettonizzato e smembrato (Melidoro, 2004; Guerricchio, 2005), quindi la geometria del contatto con le marne argillose potrebbe essere di difficile identificazione. Altro dato rilevante, che può essere tratto dalla tomografia profonda, è l'aumento di resistività, a profondità di circa 300m, sotto il centro urbano di San Giuliano di Puglia. I valori medi di resistività indicati dal modello (circa 40Wm) non sono sufficienti, tuttavia, ad individuare con sicurezza la posizione del *bedrock*.

4.2.2 Gravimetriche

Il rilievo gravimetrico si basa sull'assunto che l'accelerazione di gravità varia da punto a punto, e, nel medesimo punto, può variare nel tempo. I principali fattori che influenzano la variabilità spaziale sono: la latitudine, la quota, la topografia del territorio (a rigore dovrebbero essere considerati anche gli edifici) e le variazioni di densità delle rocce. Le cause preponderanti per le variazioni temporali di gravità sono: le maree e le modificazioni sia di densità⁴ sia di pressione atmosferica.

I fattori che influenzano la variabilità spaziale e temporale sono tenuti in considerazione attraverso dei fattori di correzione detti: di Faye (funzione di latitudine e quota), di Bouguer (quota e densità dei terreni in superficie) e topografico. Nel caso in esame, la densità del terreno adottata per l'applicazione dei fattori di correzione, pari a 2100kg/m^3 , è stata ricavata applicando il metodo

³ Nella lettura di questo modello di resistività elettrica è però necessario tener conto dell'elevato margine di errore – dell'ordine dei 50m – ad esso associato.

⁴ Ad esempio, indotte dalle attività umane di sfruttamento delle risorse sia minerarie (geotermiche, petrolifere, ecc.) sia idriche (che causano variazione di livello della superficie piezometrica), da processi sismici o vulcanici in atto, e altro.

di Nettleton⁵.

Tali correzioni sono state apportate a ciascuna delle 248 stazioni gravimetriche di misura distribuite nell'area, ottenendo così la mappa gravimetrica. Questa mappa è il risultato della sovrapposizione di anomalie di diversa origine ed entità, e rappresenta un campo potenziale che per scopi interpretativi deve essere decomposto nelle sue componenti regionale e locale.

Il campo regionale è costituito da isoanomale a piccola curvatura che evidenziano un trend regolare e, perciò, un gradiente costante in una direzione su un'area molto estesa: questa anomalia, a bassa frequenza spaziale o grande lunghezza d'onda, è causata da eterogeneità profonde, in rapporto alla scala del problema. Sovrapposte o mascherate da questo campo possono sussistere anomalie, ad alta frequenza o piccola lunghezza d'onda, paragonabili a distorsioni del campo regionale, che sono caratterizzate da una irregolarità spaziale e da una maggiore curvatura delle isoanomale: esse sono determinate da masse "locali", sempre in rapporto alla scala del problema, d'interesse per scopi di prospezione: queste anomalie definiscono il campo locale o residuo. In ogni caso, bisogna, altresì, sottolineare che questa distinzione non è sempre vera, nel senso che grandi lunghezze d'onda possono essere dovute anche a sorgenti superficiali, ma di grande estensione o da più sorgenti superficiali i cui effetti si sommano per formare un'unica anomalia (Palmieri *et al.*, 2006).

In questa sede verranno tralasciati i risultati ottenuti dallo studio del campo regionale, ci si soffermerà invece su quelli ricavati dal campo locale, ed in particolare del deposito di marne argillose di San Giuliano di Puglia (Figura 4.15). Dalla Figura 4.15 si può osservare che sotto il centro urbano il deposito raggiunge una quota inferiore a 300m s.l.m.; confrontando questo risultato con la quota media della superficie, pari a circa 450m s.l.m., si ottiene una stima dello spessore del deposito pari ad oltre 150m. Questo risultato non sembra compatibile né con il modello UniFe-INOGS e né con il DPC-UniMol, che indicano spessori del deposito argilloso di oltre 250m.

Invero, l'incompatibilità con il modello UniFe-INOGS non è così scontata, perché, probabilmente, il modello soffre dei classici problemi di inversione che si riscontrano quando le proprietà dei terreni non sono ascrivibili ad una funzione monotona con la profondità. Infatti, immaginando di prolungare il sondaggio S11 nella sezione NNW del modello UniFe-INOGS (Figura 4.11), i terreni attraversati

⁵ Secondo cui la densità media più realistica è quella che rende nulla la correlazione tra le anomalie di Bouguer e topografica.

saranno dapprima le marne argillose di Toppo Capuana (21.2kN/m^3), poi il flysch di Faeto (22kN/m^3) e quindi ancora le marne argillose fino a circa 300m di profondità. Questo andamento (inversione di densità) è difficilmente riproducibile dal modello gravimetrico, che quindi interpreterebbe la struttura della sezione NNW come se fosse una doppia sinclinale del flysch di Faeto, alla stessa stregua del modello DPC-UniMol.

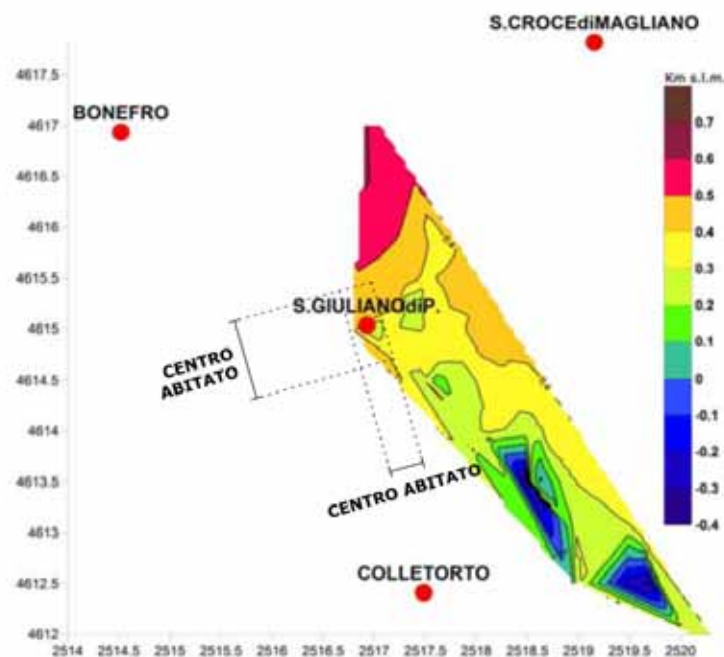


Figura 4.15 - Andamento della base della formazione delle marne argillose di Toppo Capuana (Palmieri *et al.*, 2006). Nella figura sono grossomodo indicate posizione e dimensione del cento abitato di San Giuliano di Puglia.

Per quel che riguarda l'accuratezza del modello si tenga presente che variazioni di densità di $\pm 100\text{kg/m}^3$ (circa 1kN/m^3) implicano variazioni di spessore della formazione delle marne argillose di Toppo Capuana di circa $\pm 10\text{m}$. Tenuto conto del fatto che il valore di densità delle marne argillose è attribuito sulla base di un gran numero di prove geotecniche di classificazione in laboratorio (§4.3.2), la misura gravimetrica, a prescindere dai problemi di inversione, dovrebbe essere sufficientemente affidabile.

4.2.3 Sismiche di superficie

Sempre nell'ambito del Progetto S3, nel gennaio 2007, è stata acquisita dall'INOGS una linea sismica 2D a San Giuliano di Puglia (Böhm, 2007). Lo scopo

di questo rilievo è stato quello di integrare i risultati della tomografia geoelettrica (§4.2.2), cercando di determinare la posizione delle strutture profonde nell'area di San Giuliano di Puglia (l'indagine è stata spinta sino a circa 500m). Come è noto, inoltre, la tecnica sismica a riflessione dovrebbe consentire di ottenere una stima del campo di velocità delle onde P in profondità.

Non è stato però possibile posizionare questa linea in corrispondenza delle linee geoelettriche già eseguite, che avrebbero permesso una maggior correlazione tra i due modelli tomografici, a causa della difficoltà di movimento e di passaggio del mezzo su cui è montata la sorgente (*minivib*) utilizzata per questa prospezione. La linea sismica è stata perciò posizionata lungo una strada asfaltata a Nord-Est del paese di San Giuliano (Figura 4.16). L'acquisizione è stata fatta con 230 geofoni posizionali (Figura 4.17a) per una lunghezza di circa 1150m (5m circa tra i geofoni) e sono state utilizzate 107 vibrate a distanza di circa 10m tra una vibrata e l'altra in corrispondenza di ciascun acquisitore (i *box* gialli in Figura 4.17b). Le vibrate hanno immesso nel terreno treni di onde di compressione (P), a frequenze adatte alla profondità di indagine che si intendeva raggiungere (pari a circa 5Hz).

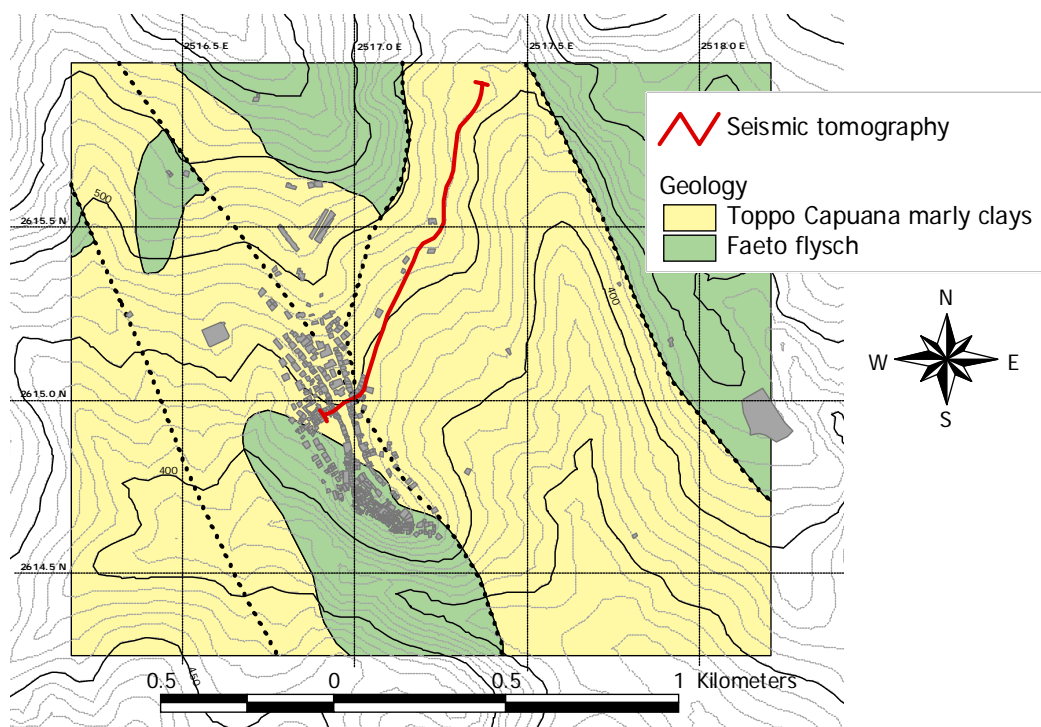


Figura 4.16 - Traccia della linea sismica sovrapposta alla carta geologica UniFe-INOGS.

Le registrazioni sismiche così ottenute non hanno messo in evidenza riflessioni che potevano essere interpretate come orizzonti sismici che identificassero le strutture cercate e, quindi, come eventi da utilizzare per applicare il metodo di

tomografia a riflessione su questa linea (Böhm, 2007). E' probabile che le registrazioni siano state viziate dalla presenza del rumore a bassa frequenza dovuto alla presenza delle onde di superficie prodotto dal gran numero di mezzi meccanici in azione per la ricostruzione del centro urbano.



Figura 4.17 - Fotografie eseguite a San Giuliano di Puglia durante l'indagine sismica a riflessione. Geofono posizionale (a) ed alcuni acquisitori (box gialli nella fotografia di Figura 4.17b). Tali acquisitori individuano la posizione della linea sismica che corre lungo la strada. A ciascun acquisitore erano collegati due geofoni.

Si è perciò scelto di utilizzare, per l'inversione, i primi arrivi, che vengono associati in genere ad onde dirette e/o rifratte. In tal modo è stato possibile ottenere la tomografia del campo di velocità delle onde P visibile in Figura 4.18a. Però non tutte le sezioni dei dati a *common shot* hanno permesso di estrarre i primi arrivi, a causa della presenza del rumore ambientale. Il campo di velocità P così ottenuto ha messo in evidenza un corpo ad alta velocità (circa 3.5-3.8km/s) nella parte Nord-Est della sezione, a circa 200m di profondità, che può essere interpretato come flysch di Faeto (Figura 4.18a).

Lo stesso campo di velocità è stato utilizzato come dato di *input* per il calcolo della migrazione *pre-stack* in profondità dei dati sismici (Figura 4.18b). In Figura 4.18b è peraltro visibile un orizzonte sismico nella parte Sud-Ovest della sezione, e cioè al di sotto del centro urbano di San Giuliano di Puglia, alla profondità di circa 200m.

In definitiva, la sezione risultante, visibile in sovrapposizione con il campo di velocità in Figura 4.18c, mostra i probabili confini sismici presenti nei primi 200m di profondità: nella parte Nord-Est della sezione, si noti il confine tra l'unità delle

marne argillose di Toppo Capuana, a bassa velocità, e la formazione di Faeto, a più alta velocità.

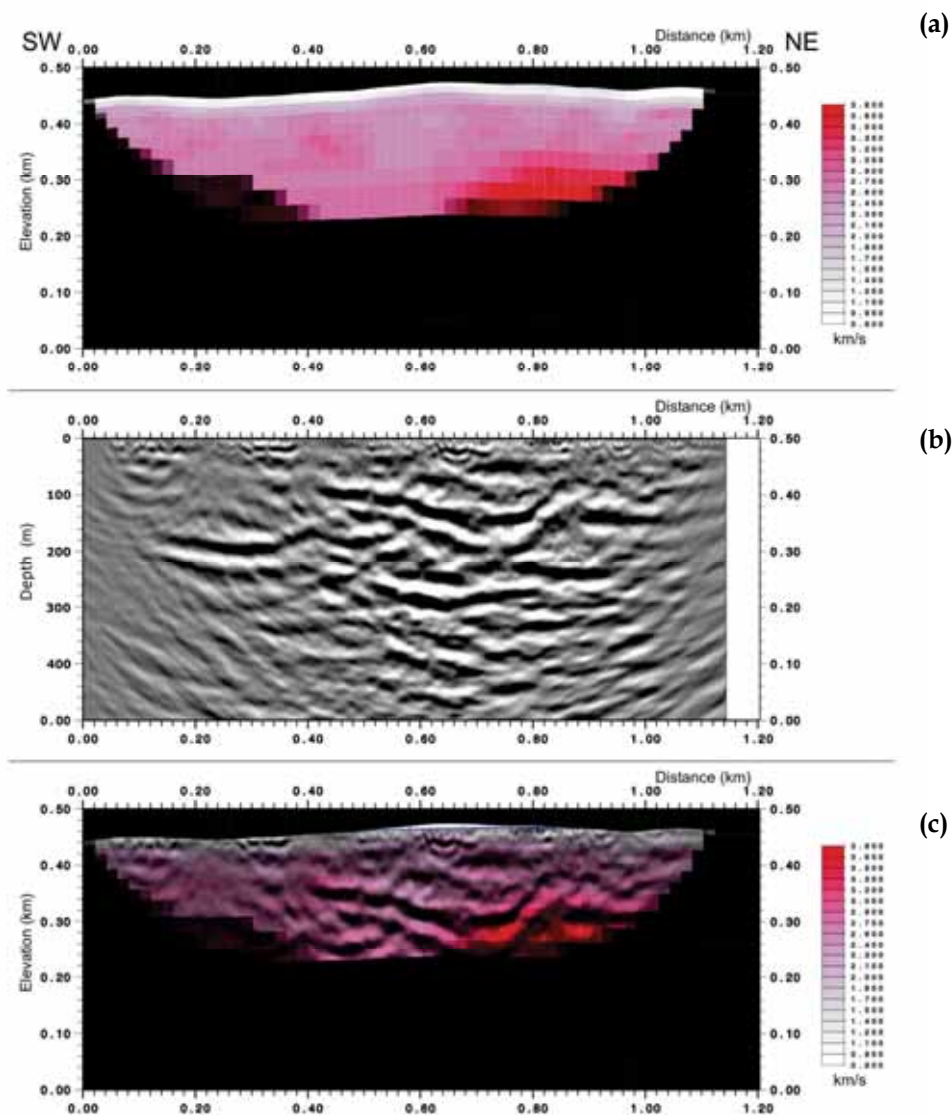


Figura 4.18 - Sezione verticale, riferita alla traccia mostrata in Figura 4.16, del campo di velocità delle onde P ottenuto dall'inversione tomografica dei primi arrivi (a); della sezione sismica migrata in profondità (b); e della loro sovrapposizione (c) (Böhm, 2007).

4.3 Indagini geotecniche

Il sottosuolo di San Giuliano di Puglia, in particolare dopo l'evento sismico del 2002, è stato studiato attraverso approfondite campagne di indagine, *in situ* ed in laboratorio, finalizzate a determinare i caratteri litostratigrafici del sottosuolo e le caratteristiche meccaniche dei terreni. Tali indagini sono state orientate in particolare allo studio del deposito di marne argillose di Toppo Capuana, dove si

sono verificati i maggiori danni all'edificio (§7.3).

Le caratteristiche di compressibilità, indagate attraverso prove edometriche, e del comportamento a rottura, in prove triassiali, della formazione argillosa sono riportati in Vitone (2005) e Silvestri *et al.* (2006a). In questo contesto si farà riferimento in particolare alle proprietà fisico-meccaniche di principale interesse per la modellazione numerica della risposta sismica locale che, come è noto, consistono in:

- peso dell'unità di volume dei terreni e del substrato ($\gamma = \rho g$);
- velocità delle onde di taglio (V_s) e di compressione (V_p) nei terreni e nel substrato;
- leggi di variazione di rigidezza a taglio (G) e smorzamento (D) dei terreni con la deformazione tangenziale γ .

4.3.1 Indagini *in situ*

Le indagini *in situ* hanno, soprattutto, permesso di conoscere i caratteri litostratigrafici dell'area di studio e, per mezzo di prove *down-hole* e *cross-hole*, le velocità delle onde di taglio e di compressione a basse deformazioni.

Il territorio di San Giuliano di Puglia è stato interessato, in diverse fasi, da campagne di indagini *in situ*:

- prima della crisi sismica: indagini del Comune di San Giuliano di Puglia per il P.R.G. (1992) e della Regione Molise (1996), localizzate prevalentemente nelle zone di potenziale espansione a N-NW del centro urbano;
- subito dopo la crisi sismica: programma congiunto DPC-Procura (gennaio-marzo 2003) orientato alla Microzonazione Sismica ed alle indagini giudiziarie sul crollo della "Scuola F. Jovine"⁶, con l'obiettivo principale di caratterizzare una sezione longitudinale ed una trasversale alla dorsale del centro abitato;
- indagini per la ricostruzione del centro urbano (2004-5), eseguite intensivamente nell'intero abitato.

In Figura 4.19 sono rappresentate le ubicazioni di tutte le indagini effettuate rispetto alla carta geologica UniFe-INOGS (Figura 4.11), mentre la Figura 4.20

⁶ Si ringrazia in proposito la Procura della Repubblica di Larino per aver rilasciato autorizzazione all'uso dei dati sul sottosuolo per finalità di ricerca scientifica.

riporta le stratigrafie dei 69 sondaggi con riferimento alla terminologia litologica introdotta nel §4.1.

Le campagne del 1992 e del 1996 (siglate con l'iniziale 'V' in Figura 4.19 e Figura 4.20) hanno fornito 20 stratigrafie di profondità variabile tra 15 e 30m; 12 di queste non sono state riportate, perchè di interpretazione controversa, oppure non omogenea con i litotipi proposti in questo studio.

Durante la campagna DPC-Procure sono state condotte le seguenti indagini (contraddistinte con 'S' nelle figure):

- 15 sondaggi a rotazione, di cui uno (S1) spinto fino a 70m;
- 8 sondaggi a distruzione di nucleo;
- 3 prove penetrometriche statiche (CPT), eseguite a pochi metri dai sondaggi S1, S4 ed S5;
- 8 prove *down-hole* (S2, S3, S5, S7÷11) nelle marne argillose e 2 nel flysch (SD1, SD2); in queste il flysch è intercettato a profondità inferiore a 10m;
- 2 prove *cross-hole* (S1, S4) nelle argille, e 1 nel flysch (S13);
- 2 pozzetti esplorativi (P1 e P2).

Inoltre, sempre nell'ambito della campagna DPC-Procure sono stati installati 2 piezometri di Casagrande e di 4 piezometri a tubo aperto⁷, è stato effettuato un rilievo topografico mediante strumentazione GPS e durante le fasi di perforazione sono stati prelevati 29 campioni di indisturbati nella formazione delle marne argillose, a profondità anche superiori a 20m. I risultati delle prove geotecniche effettuate su tali campioni saranno descritti nel §4.3.2.

⁷ I rilievi piezometrici, effettuati in prossimità della scuola nel periodo gennaio-marzo 2003, non hanno fornito informazioni univoche sulla profondità della falda da assumere in corrispondenza della scuola in occasione dell'evento sismico. Infatti, le quote del livello di falda inizialmente rilevate dai piezometri idraulici a tubo aperto (S1P, S2P, S3P, a presa distribuita lungo il foro – situati in prossimità dei sondaggi S1, S2 ed S3 rispettivamente) sono risultate variabili tra verticale e verticale, e quelle misurate dai piezometri Casagrande (S1PC, S3PC, a presa localizzata – posizionati nelle vicinanze dei sondaggi S1 ed S3) discordanti nell'ambito delle stesse verticali. E' stata quindi ipotizzata la presenza di corpi idrici distinti, nella copertura detritica e nelle sottostanti marne argillose (Guerricchio, 2005). Successivamente, però, le letture piezometriche si sono stabilizzate, perciò non sembra che siano presenti corpi idrici distinti. Le informazioni sull'andamento della superficie piezometrica sono però poco rilevanti ai fini della modellazione dinamica del sottosuolo durante l'evento sismico oggetto di interpretazione.

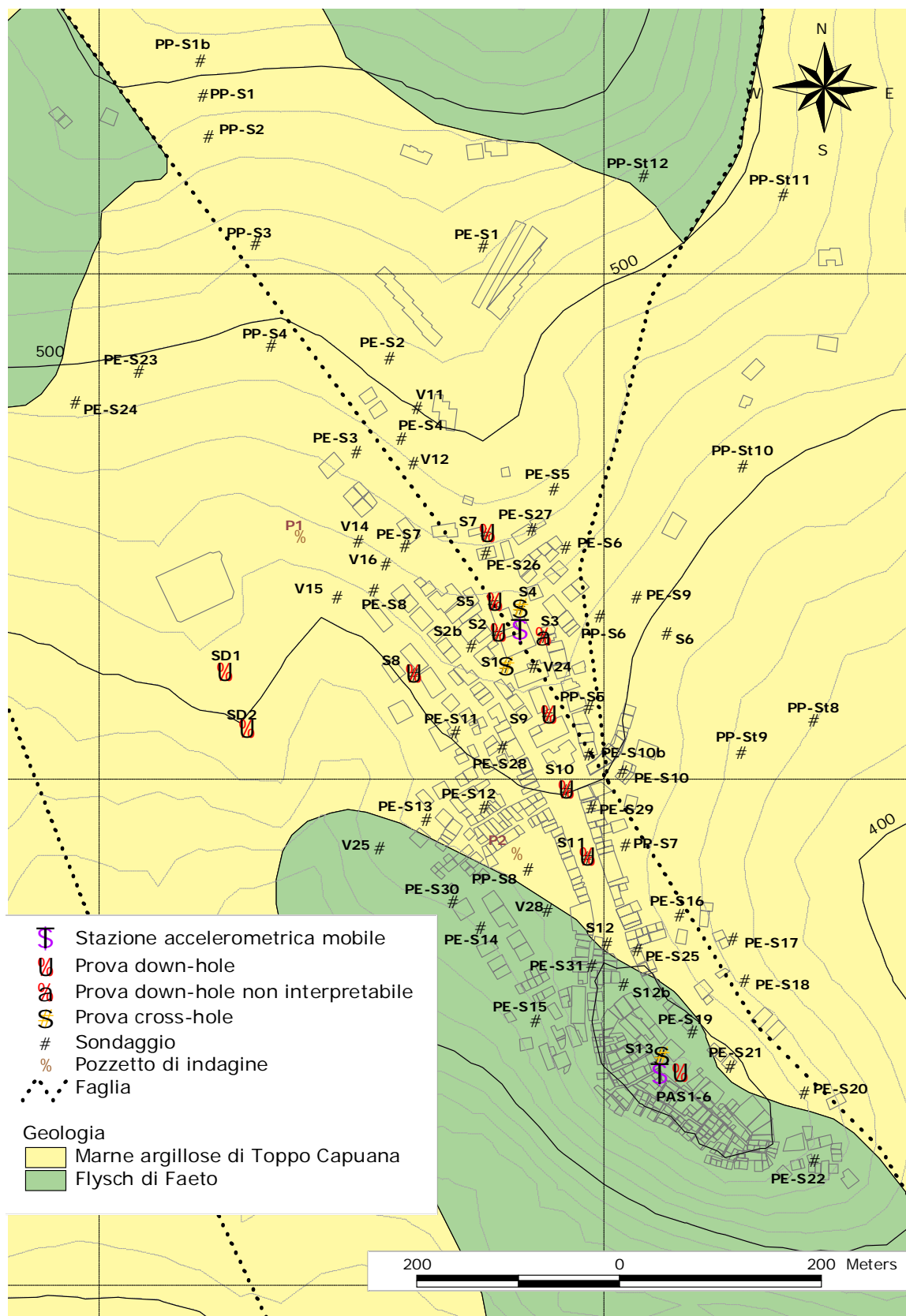


Figura 4.19 - Ubicazioni delle indagini geognostiche disponibili sovrapposte alla carta geologica UniFe-INOGS.

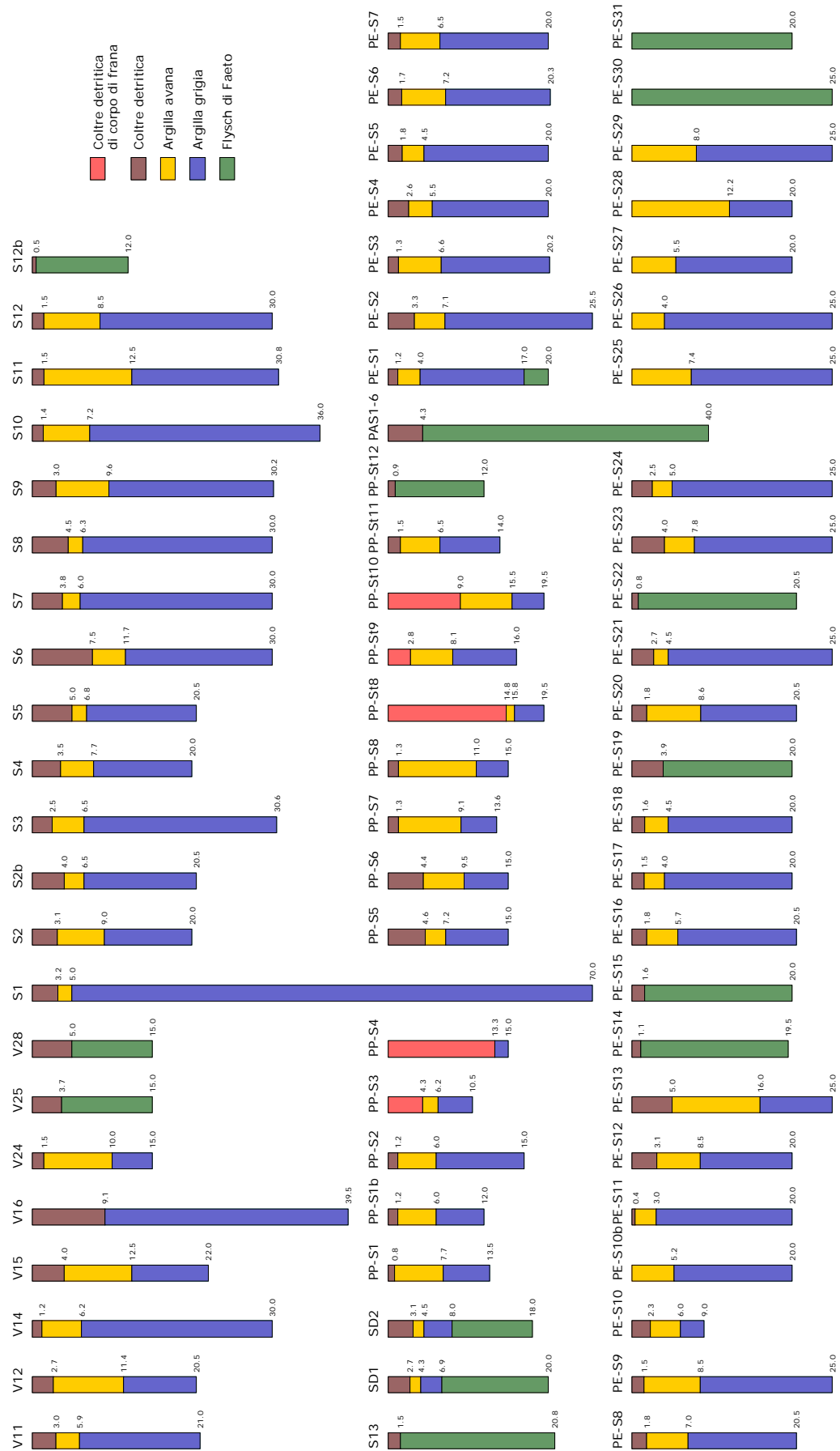


Figura 4.20 – Stratigrafie sintetiche dei sondaggi eseguiti nelle diverse campagne di indagine.

Le indagini per la ricostruzione (sigla 'P'), distribuite in maniera più uniforme ed intensiva delle precedenti rispetto all'area urbana edificata, permettono un ulteriore ampliamento delle conoscenze sulle caratteristiche stratigrafiche entro i primi 20-25m di profondità. Si tratta complessivamente di 53 sondaggi geognostici (sigle 'PP-S' e 'PE-S'), con stratigrafie reinterpretate coerentemente con la terminologia litologica introdotta; di questi, in Figura 4.19, ne sono riportati 46, perché gli altri sono distanti dal centro urbano⁸.

A queste si aggiungono altri 6 sondaggi in prossimità della chiesa, eseguiti nella formazione flyschoidale, insieme a prospezioni *georadar*, per verificare geometria ed integrità delle fondazioni del monumento. Le stratigrafie di questi ultimi, pressoché identiche, presentano un sottile strato di coltre detritica e poi flysch di Faeto fino alle massime profondità indagate. In Figura 4.19 è mostrata la posizione di questi sondaggi con la sigla PAS1-6, mentre la Figura 4.20 riporta la stratigrafia di una prova *down-hole* eseguita in uno di tali sondaggi, profondo 40m (§4.3.1.1).

Dall'esame complessivo delle 72 colonne stratigrafiche sintetizzate in Figura 4.20, si rileva che 57 si sviluppano interamente nella formazione marno-argillosa, 12 nel flysch, e in tre casi (SD1, SD2 e PE-S1) viene attraversato il contatto tra le marne argillose e la formazione litoide.

4.3.1.1 Prove *down-hole* e *cross-hole*

In Figura 4.21 sono mostrati i profili di velocità V_s risultanti delle prove *cross-hole* (CH) e *down-hole* (DH) eseguite nel corso della campagna DPC-Procura. I dati sono diagrammati separatamente, con riferimento a ciascuna delle tre unità litologiche che costituiscono la formazione argillosa.

I valori di velocità delle onde di taglio ottenuti dalle prove DH sono rappresentati con linee continue o tratteggiate, rispettivamente per le verticali presso l'area della Scuola e per tutte le altre verticali. I profili sono costanti a tratti, poiché sono stati ottenuti da una procedura di inversione dei tempi d'arrivo delle onde S (Mancuso, 1996; Petillo, 2004).

⁸ Si tratta delle indagini relative alla strada che da San Giuliano di Puglia porta fino al nuovo insediamento costruito dal DPC per l'emergenza. Durante questa campagna sono state eseguite anche 32 prove penetrometriche dinamiche non *standard*, senza stratigrafia, e una prova penetrometrica statica, a Nord del centro abitato. Di tali prove, non particolarmente utili per la caratterizzazione geotecnica ai fini della risposta sismica locale, non è riportata l'ubicazione nella carta geologica in Figura 4.19.

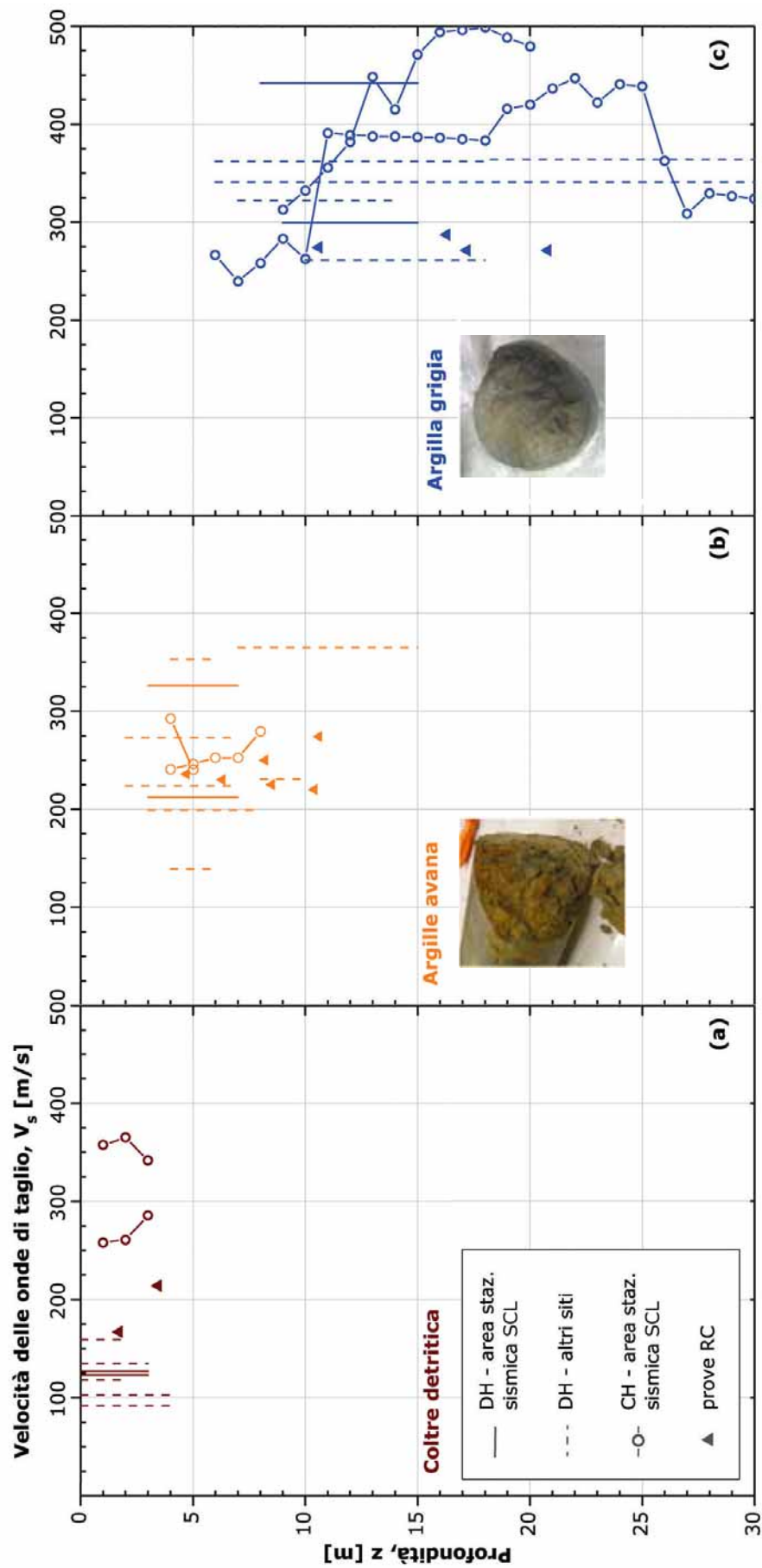


Figura 4.21 - Profili verticali di velocità delle onde di taglio nelle marne argillose di Toppo Capuana suddivisi, secondo la terminologia litologica introdotta, in coltre detritica (a), argilla avana (b) e argilla grigia (c) (Silvestri et al., 2006a).

Per quanto riguarda la coltre detritica, i grafici relativi alle prove DH (Figura 4.21a) mostrano risultati abbastanza simili a prescindere dalla verticale di indagine, tali valori infatti si attestano su velocità delle onde di taglio comprese in un campo abbastanza limitato, $90 \div 160 \text{ m/s}$; al contrario i risultati delle prove DH riferite alle argille avana e grigie (Figura 4.21b-c) esibiscono valori assai più dispersi, compresi rispettivamente negli intervalli $140 \div 370$ e $250 \div 450 \text{ m/s}$.

Nelle prove CH è stata utilizzata una sorgente di impulsi di tipo esplosivo, non polarizzata e quindi poco idonea per la registrazione di tempi d'arrivo delle onde S. Pertanto i profili di V_s relativi alle prove *cross-hole* S1-S1bis, S4-S4bis (nella formazione argillosa, riportati comunque per completezza in Figura 4.21) e S13-S13bis (nella formazione flyschoidale) non sono attendibili. Invero sarebbero più credibili i valori di velocità delle onde P, ma la stima delle V_s a partire da tali valori è molto incerta, giacché la relazione che lega queste due velocità è espressa in funzione del coefficiente di Poisson, parametro, com'è noto, di difficile stima.

I profili di velocità di Figura 4.21, ottenuti tramite le indagini *in situ*, sono inoltre confrontati con i valori misurati in prove di colonna risonante (RC) su provini di laboratorio riconsolidati a tensioni prossime a quelle geostatiche (§4.3.2).

Durante la campagna di indagini eseguite per la ricostruzione del centro urbano (§4.3.1), nei pressi della chiesa (sondaggio PAS1-6 in Figura 4.19) è stata eseguita una prova DH, spinta fino a 40m di profondità nell'unità flyschoidale (Figura 4.22).

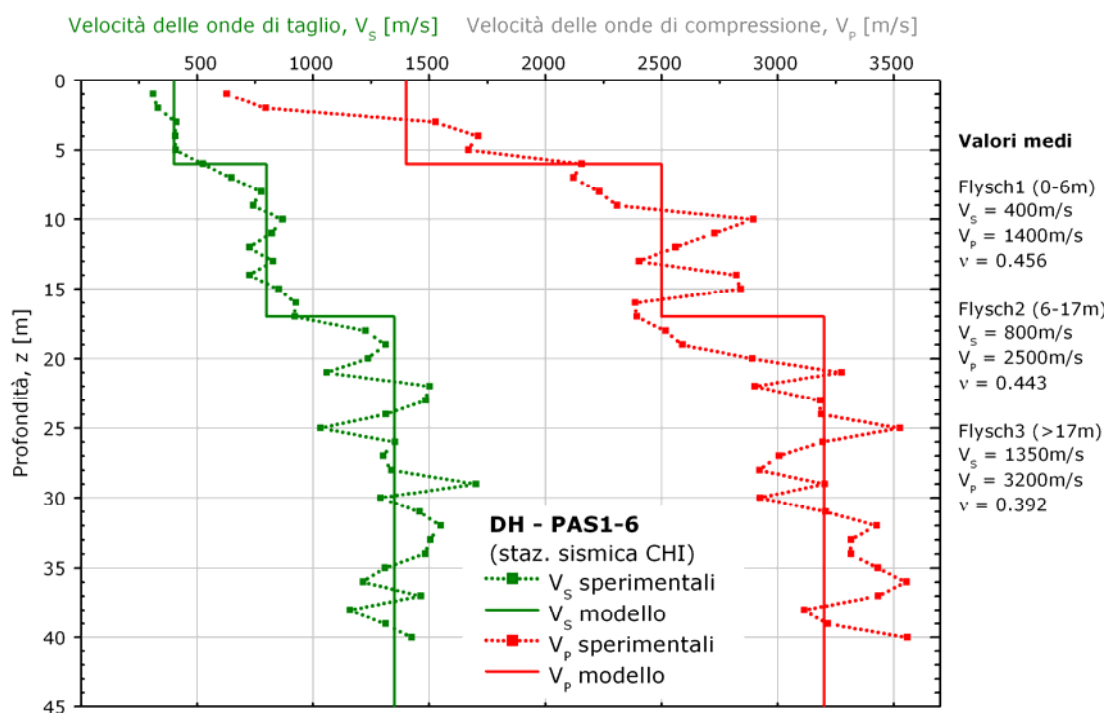


Figura 4.22 - Profili di velocità delle onde di taglio e di compressione misurate nel flysch di Faeto, nei pressi della chiesa, attraverso la prova DH PAS1-6.

Nel grafico sono riportati, tramite linea tratteggiata, i valori di V_S e V_P sperimentali⁹, mentre mediante linea continua ne è restituita la media calcolata per tratti, tra 0 e 6m ($\bar{V}_S=400\text{m/s}$ e $\bar{V}_P=1400\text{m/s}$), tra 6 e 17m ($\bar{V}_S=800\text{m/s}$ e $\bar{V}_P=2500\text{m/s}$) e dopo i 17m ($\bar{V}_S=1350\text{m/s}$ e $\bar{V}_P=3200\text{m/s}$). Questi tre intervalli sono stati scelti sulla base dei profili di velocità sperimentali, che, in particolare per le onde di taglio, mostrano in modo abbastanza chiaro la presenza di due strati superficiali contraddistinti da velocità relativamente basse rispetto alla formazione del flysch di Faeto più profonda.

Del resto anche le prove geognostiche eseguite in questa unità hanno confermato la presenza di una copertura detritica, caratterizzata da spessori dell'ordine di alcuni metri (cfr. Figura 4.20); mentre, al di sotto di questa coltre, per spessori dell'ordine della diecina di metri, i profili stratigrafici evidenziano la presenza di uno strato di ossidazione con marne e calcari di colore avana chiaro (profili stratigrafici S12b, fino a 10.5m di profondità, e S13, fino a 15.5m); che, più in profondità, sfumano nei calcari marnosi grigi tipici della formazione flyschoidale. Quindi sembrerebbe possibile distinguere anche questa formazione in coltre detritica, flysch avana e flysch grigio; ma questa distinzione non è stata applicata per due motivi, il ridotto numero di sondaggi eseguiti e la disponibilità di un'unica prova sismica *in situ* attendibile nell'unità flyschoidale (cfr. Figura 4.19). Questa prova DH ha inoltre consentito la stima del coefficiente di Poisson nell'unità flyschoidale, tramite i valori medi di velocità delle onde di taglio e di compressione relativi a ciascuno strato individuato (cfr. §5.3).

4.3.2 Prove di laboratorio

Le prove di laboratorio sono state eseguite sulle marne argillose di Toppo Capuana, dato che questa formazione, dal punto di vista sismico, è la principale imputata per gli effetti di sito rilevati nell'area di studio. Il compimento di una quantità non usuale di prove di laboratorio avanzate, è stata possibile grazie al gran numero di campioni indisturbati, estratti, fino a profondità di 21 metri, dai sondaggi della campagna DPC-Procura (§4.3.1).

I 29 campioni di terreno prelevati durante le fasi di perforazione sono stati

⁹ I valori di velocità sperimentali sono stati ricalcolati nell'ambito del presente studio, sulla base, come di consueto, dei tempi di arrivo reali, cioè considerando l'*offset* dovuto alla distanza del foro di sondaggio dal punto di applicazione della forza impulsiva.

consegnati ai seguenti laboratori geotecnici: Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale del Politecnico di Bari; Dipartimento di Ingegneria Geotecnica del Politecnico di Napoli; Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica del Politecnico di Torino; GEO S.p.a. di Bari. Il programma sperimentale in laboratorio ha previsto, oltre le usuali prove di classificazione, prove di compressione edometrica e isotropa, triassiali consolidate non drenate e di taglio torsionale ciclico e dinamico. In questo studio saranno riportati, in particolare, i risultati delle prove di rilievo ai fini della caratterizzazione sismica del sottosuolo di San Giuliano di Puglia eseguite presso il Politecnico di Bari e l'Università di Napoli.

La Figura 4.23 mostra le analisi granulometriche per ciascuna delle 3 unità in cui è stata suddivisa la formazione argillosa di Toppo Capuana, mentre la Tabella 4.1 ne riassume le proprietà fisiche salienti.

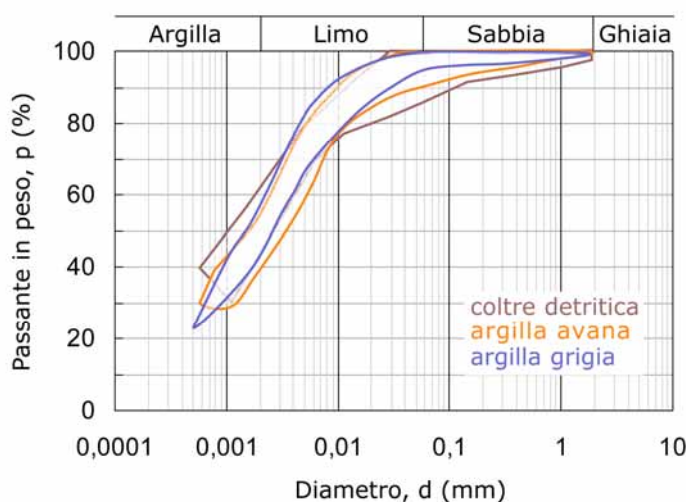


Figura 4.23 - Distribuzione di dimensione delle particelle nelle tre unità (Silvestri *et al.*, 2006a).

Tabella 4.1 - Proprietà fisiche delle tre unità (Silvestri *et al.*, 2006a). Nella tabella, n è il numero di campioni analizzati, μ il valore medio rilevato e σ la relativa deviazione standard.

	Coltre detritica			Argilla avana			Argilla grigia		
	n	μ	σ	n	μ	σ	n	μ	σ
Densità specifica relativa, G_s	5	2.71	0.02	13	2.71	0.04	16	2.73	0.04
Peso dell'unità di volume, γ (kN/m ³)	5	19.65	0.90	13	21.09	0.37	16	21.23	0.85
Indice dei vuoti, e	5	0.72	0.18	13	0.54	0.03	16	0.49	0.08
Contenuto d'acqua, w (%)	5	22.4	2.6	18	19.5	1.2	21	17.4	2.9
Limite di plasticità, w_p (%)	5	23.8	4.0	12	23.2	3.5	16	23.2	2.0
Limite di liquidità, w_L (%)	5	63.4	16.9	12	53.8	6.3	16	53.2	6.0
Frazione sabbiosa (%)	5	5.8	5.0	11	3.1	2.7	18	2.4	1.3
Frazione limosa (%)	5	42.0	8.2	11	48.2	3.8	18	51.0	1.8
Frazione argillosa (%)	5	51.7	6.5	11	48.6	4.9	18	46.5	2.5

I dati di Figura 4.23 rivelano minime differenze nella distribuzione di dimensione delle particelle tra le tre unità; del resto, queste, come confermato anche dalle analisi diffrattometriche a raggi X (Silvestri *et al.*, 2006a), differiscono solo per i gradi di *weathering* e di fessurazione. Comunque si nota una maggiore entità delle frazioni sabbiosa ed argillosa nei campioni più superficiali (coltre detritica), mentre i più profondi (argille grigie) appaiono più ricchi in limo (cfr. Tabella 4.1). Inoltre i terreni che si trovano al di sotto della coltre detritica presentano valori dei limiti di liquidità e plasticità che non variano in modo significativo con la profondità (Silvestri *et al.*, 2006a), e il contenuto d'acqua dei campioni analizzati è sempre poco inferiore al limite di plasticità (Figura 4.24a).

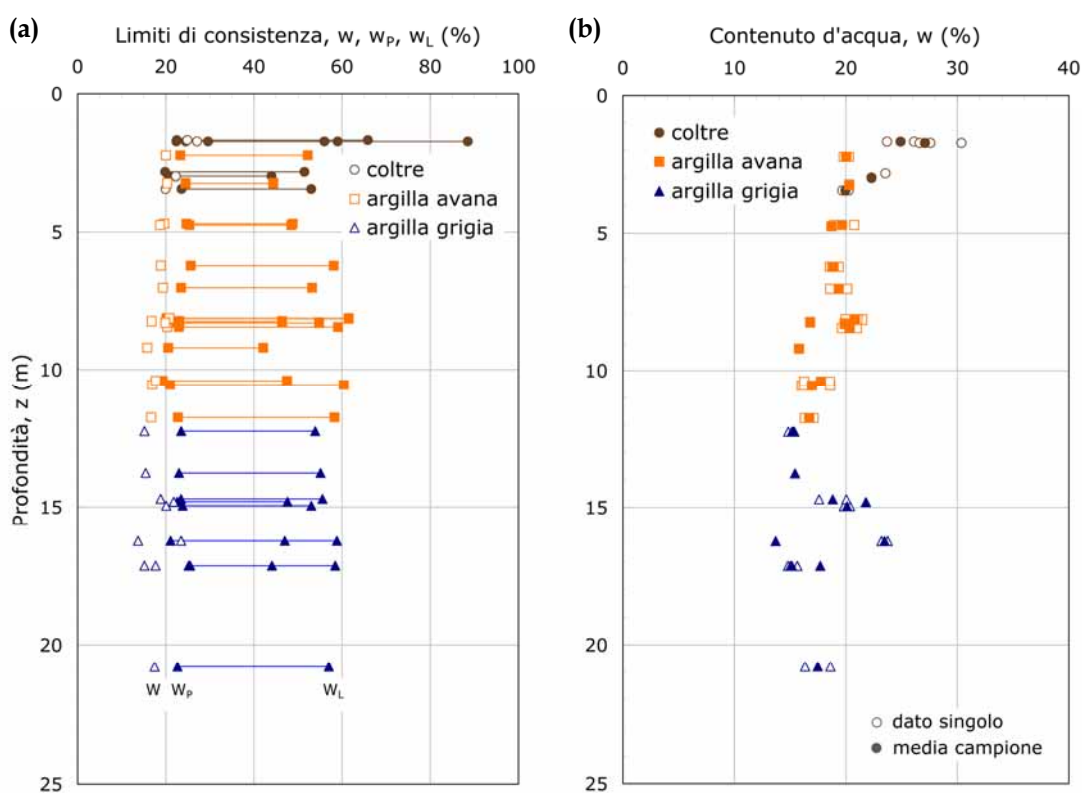


Figura 4.24 - Profili verticali di limiti di consistenza (a) e contenuto naturale d'acqua (b) dei terreni (Silvestri, 2005).

Tenendo presente che il grado di saturazione è praticamente sempre unitario, tranne che per pochissimi campioni, tra cui quelli prelevati nello spessore di coltre in prossimità del pelo libero della falda (Figura 4.25d); ulteriori considerazioni possono essere tratte dalle prove di classificazione in merito al contenuto d'acqua misurato (Figura 4.24b), parametro direttamente correlabile all'indice dei vuoti (Figura 4.25c), e perciò al grado di fessurazione che contraddistingue i terreni argillosi sui quali è edificato il centro urbano di San

Giuliano di Puglia. Il grado di fessurazione è più intenso per i terreni superficiali (coltre detritica), ed è classificato da medio ad intenso per le argille avana e meno intenso per le grigie secondo il criterio proposto in Vitone (2005) (Tabella 4.2).

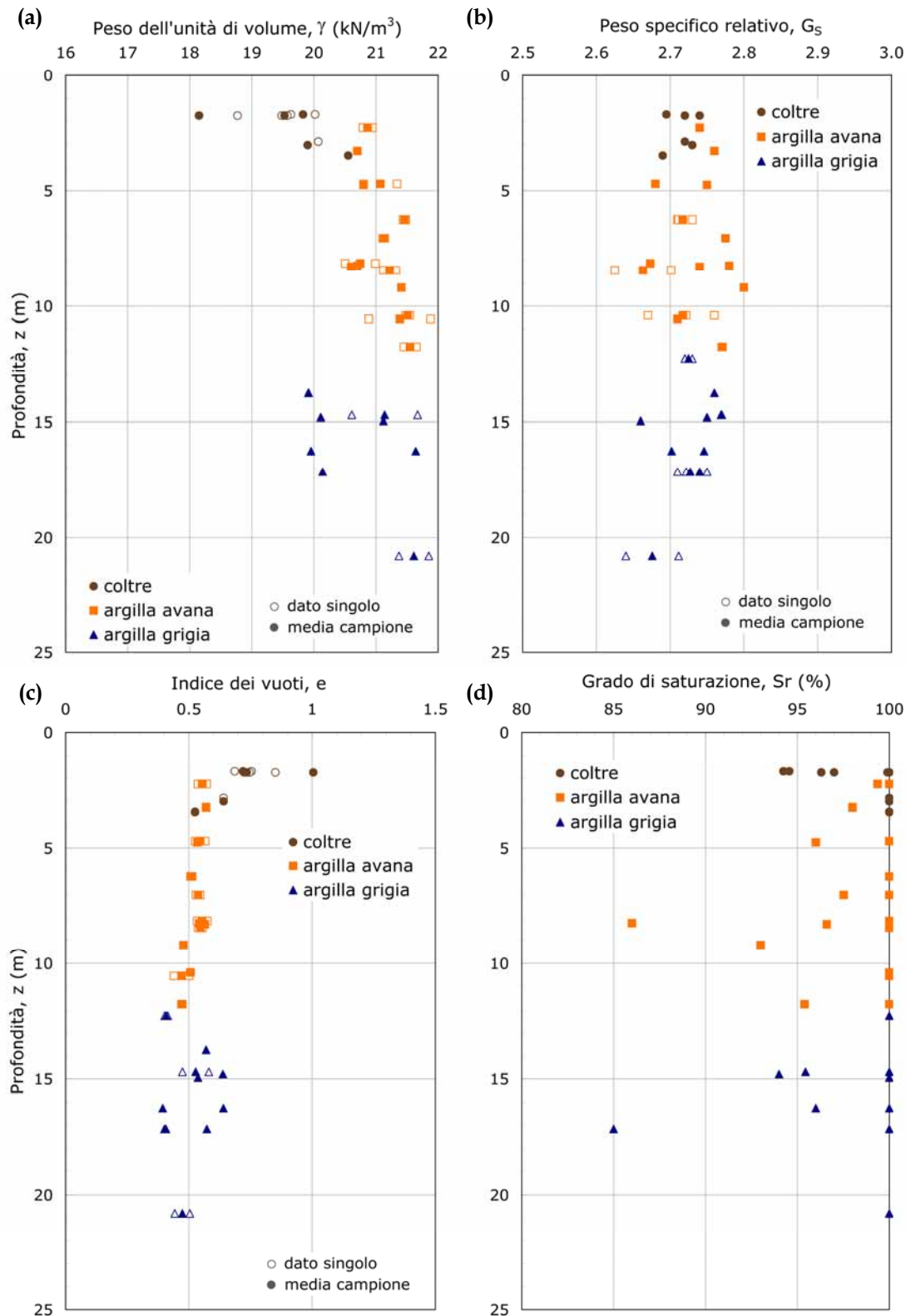


Figura 4.25 - Profili verticali di peso specifico relativo (a), unità di volume (b), indice dei vuoti (c) e grado di saturazione (d) dei terreni (Silvestri, 2005).

INTACT SOIL		DISCONTINUITY NATURE			DISCONTINUITY ORIENTATION	DISCONTINUITY GEOMETRY		
Main sediment fraction	Undrained strength ^o	Type	Roughness*	State		Shape ⁺	Continuity ⁺	Intensity ⁺
A	B	C	D	E	F	G	H	I
1 Clay	Mudstone	Depositional	Very rough	Fresh	Single	Planar	Continuous	Very low: < 3 m ² /m ³ - > 1 m ³
2 Silt	Stiff clay	Stress relief	Rough	Slightly weathered	Few	Curved	Many intersections	Low: 3÷10 m ² /m ³ -0,027÷1 m ³
3 Silty clay	Firm clay	Shear induced	Slightly rough	Highly weathered	Random	Hinged	Some intersections	Moderate: 10÷30 m ² /m ³ -0,001÷0,027 m ³
4 Clayey silt	Soft clay		Smooth	Iron stained		Folded	Very few intersections	High: 30÷100 m ² /m ³ -27÷1000 cm ³
5 Marly clay			Very smooth	Coated		Conchoidal		Very high: 100÷300 m ² /m ³ -1÷27 cm ³
6			Slickensided					Excessive: > 300 m ² /m ³ - < 1 cm ³

^o After Morgenstern and Eigenbrod (1974) and BS 8004 (1986)

* Sandpaper grade (Fookes and Denness, 1969); roughness classification (ISRM, 1993)

⁺ Area of discontinuities per unit volume (m²/m³) and average size (m³, cm³) of intact block (Fookes and Denness, 1969)

Tabella 4.2 - Carta di classificazione della fessurazione per materiali a grana fine omogenei. Le caratteristiche evidenziate tramite grassetto sono riferite alle proprietà delle marne argillose di Toppo Capuana (Vitone, 2005; Silvestri et al., 2006a).

In particolare, nella ricerca eseguita da Vitone (2005) sono stati analizzati 7 campioni, prelevati a profondità comprese tra 2 e 16m, afferenti sia alla coltre detritica (1 campione) e sia alle argille avana (3 campioni) e grigie (3 campioni). Le informazioni scaturite da queste analisi hanno consentito la valutazione delle caratteristiche della formazione delle marne argillose di Toppo Capuana (evidenziate in grassetto in Tabella 4.2).

Dalla Tabella 4.2 si possono trarre diverse informazioni in merito alla natura delle discontinuità della formazione argillosa. Innanzitutto le marne argillose fessurate di San Giuliano di Puglia sono costituite da elementi di marne argillose (A5), consistenti (B2), formati in seguito a sollecitazioni indotte da rilascio tensionale e da azioni di taglio (C2 e C3); tale schema sollecitativo è probabilmente frutto delle dinamiche tettoniche che hanno interessato il deposito. La superficie degli elementi interfessura è liscia (D4) e si presenta poco alterata (E2) oppure ricoperta da patine di ossidazione (E4). Le discontinuità sono di forma planare (G1) ed orientate in maniera casuale (F3); vi sono alcune intersezioni tra di esse (H3). Mediamente, gli elementi di marna argillosa grigia, di forma poliedrica, sono caratterizzati da una dimensione massima pari a circa $2\div4\text{cm}$ e da un volume di $27\div30\text{cm}^3$ (I4). Mentre i campioni più superficiali ed ossidati, riconducibili all'unità dell'argilla avana, presentano un grado di fessurazione più intenso (I5) di quello caratteristico dei campioni di argilla grigia prelevati a profondità più elevate. Gli elementi riscontrati nell'argilla avana, infatti, hanno una dimensione massima di 2cm ed un volume medio dell'ordine dei 10cm^3 .

In Figura 4.26, Figura 4.27 e Figura 4.28 sono sinteticamente riportati i risultati delle prove di colonna risonante (RC) eseguite presso l'Università di Napoli. Tali prove hanno permesso di definire per ciascun terreno le relazioni tra velocità delle onde di taglio (V_s) e tensione efficace media (p') nella forma:

$$V_s = a \cdot (p')^n \quad \text{Equazione 4.1}$$

Nel grafico di Figura 4.26 sono mostrate i valori di V_s misurati al termine di ciascuna fase di consolidazione, e le curve dedotte tramite l'Equazione 4.1 dalla regressione dei dati sperimentali. I coefficienti di tali espressioni sono riferiti a valori di V_s espressi in m/s e di p' in kN/m². Si osservi che le espressioni dedotte per le argille avana e grigie sono caratterizzate da esponenti n simili, cioè presentano la stessa legge di tendenza alla variazione con la profondità. I valori di riferimento sono superiori di circa il 10% per l'unità sottostante, caratterizzata

da un coefficiente a maggiore. La circostanza è giustificabile attraverso l'analisi della relazione tra la storia tensionale di questi terreni e la mesostruttura, associata alle diverse vicissitudini di alterazione e fessurazione (cfr. Silvestri *et al.*, 2006a). I punti sperimentali di Figura 4.26 in cui la tensione di consolidazione del campione è uguale (o almeno è prossima) a quella geostatica in sito, evidenziati tramite simboli pieni, sono inoltre riportati in Figura 4.21, in funzione, però, della profondità di campionamento.

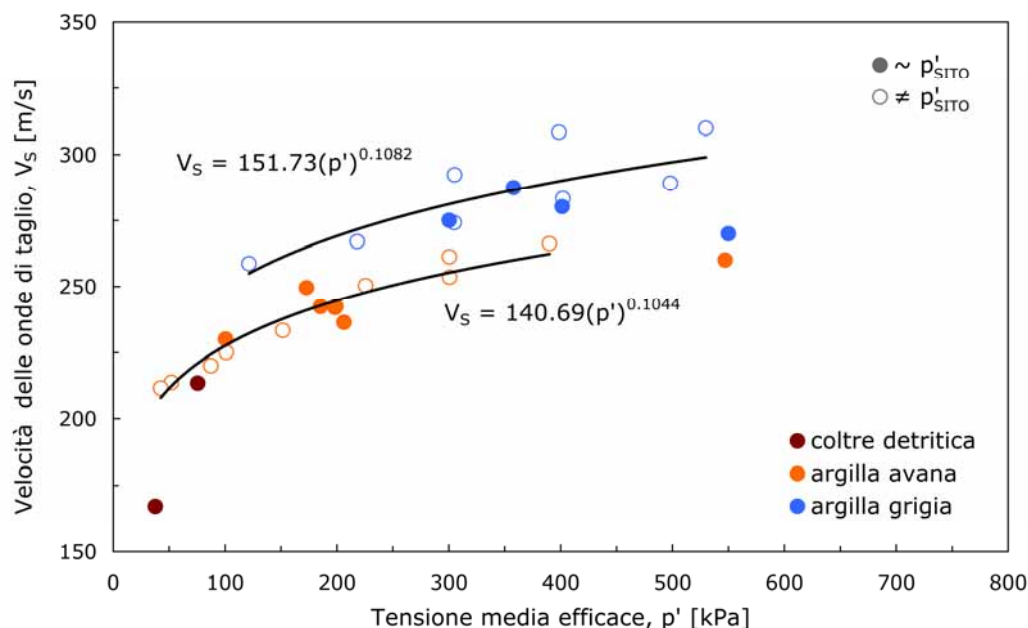


Figura 4.26 - Risultati di prove di colonna risonante a basse deformazioni, in termini di velocità delle onde di taglio, in relazione alle tensioni medie efficaci (Silvestri *et al.*, 2006a).

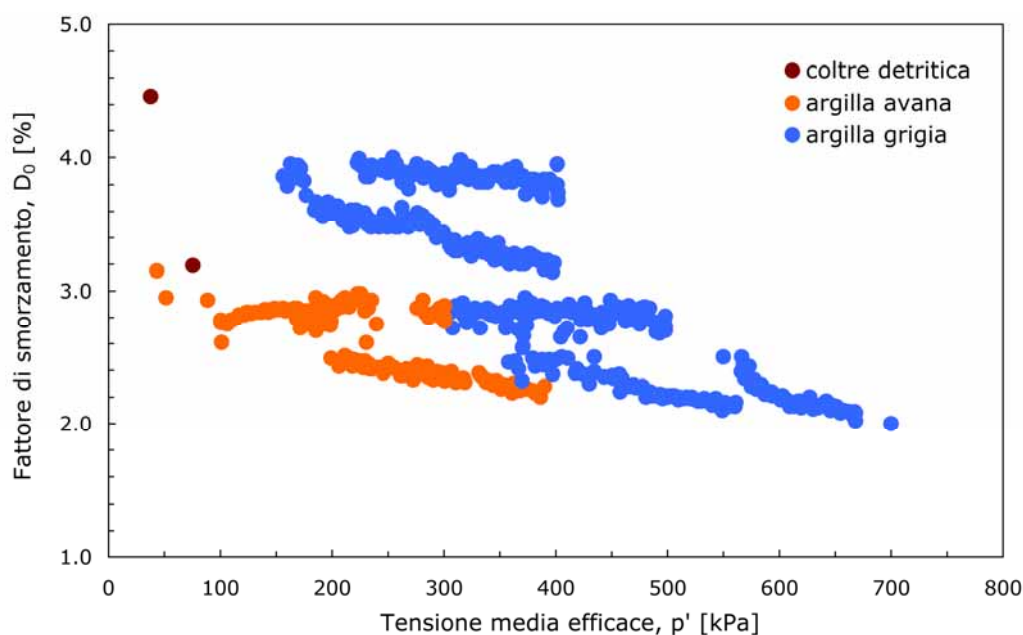


Figura 4.27 - Risultati di prove di colonna risonante a basse deformazioni, in termini di fattore di smorzamento, in relazione alle tensioni medie efficaci (Silvestri *et al.*, 2006a).

La Figura 4.27 rappresenta la legge di variazione del fattore di smorzamento iniziale, D_0 , con la tensione efficace, p' , ottenuta dalle prove RC. Si può notare che i valori di D_0 dell'argilla grigia sono superiori a quelli dell'argilla avana per p' inferiori a 300kPa, mentre, oltre tale valore, sembrano approssimare la tendenza del materiale più intensamente alterato. Probabilmente questo caratteristico comportamento dell'argilla grigia è legato al suo quadro fessurativo. A basse tensioni di consolidazione, cioè quando le fessure sono ancora aperte, è favorita una maggiore dissipazione di energia, in particolare nelle azioni di taglio; mentre, aumentando la tensione efficace applicata sul campione, le fessure si chiudono progressivamente, ed il comportamento dissipativo del terreno appare più regolare.

Per completare la definizione del modello fisico-meccanico di sottosuolo, le determinazioni dei parametri di rigidezza e smorzamento alle basse deformazioni, G_0 e D_0 , sono state integrate dai risultati ottenuti dalle prove di colonna risonante eseguite a deformazioni medio-elevate presso l'Università di Napoli. In Figura 4.28 sono rappresentati i risultati in termini di leggi di variazione del modulo di taglio G (normalizzato rispetto al suo valore a basse deformazioni, G_0) e del fattore di smorzamento D , in funzione del livello di deformazione tangenziale γ .

Ogni serie di prove per ciascun materiale è stata ben interpretabile con un'unica coppia di curve medie $G/G_0(\gamma)$ e $D(\gamma)$, ottenute analiticamente mediante l'applicazione del modello di Ramberg-Osgood (cfr. Vinale *et al.*, 1996):

$$\gamma(\bar{G}) = \left(\frac{1 - \bar{G}}{C \bar{G}^R} \right)^{\frac{1}{R-1}}, \quad \gamma(\bar{D}) = \left(\frac{\bar{D}}{C'(1 - \bar{D})^{R'}} \right)^{\frac{1}{R'-1}}$$

Errore. L'origine

riferimento non è stata trovata.

dove $\bar{G} = G(\gamma)/G_0$, e $\bar{D} = D(\gamma)/D_0$. I parametri C , R , C' , R' (Tabella 4.3), che descrivono il comportamento non lineare del terreno, sono correlati ai valori delle deformazioni di soglia di linearità, γ_1 ¹⁰ (Vinale *et al.*, 1996). Come si evince sia dalla Figura 4.28 sia dalla Tabella 4.3, tali valori, e quindi l'estensione del campo di linearità per le tre formazioni, sono piuttosto simili. Si può osservare solo un lieve aumento di γ_1 con la profondità della formazione.

¹⁰ Assumendo come soglia di comportamento lineare γ_1 il livello di deformazione γ in corrispondenza del quale $G/G_0 = 0.95$ si ottiene: $\gamma_1 = \left(\frac{0.05}{C \cdot 0.95^R} \right)^{\frac{1}{R-1}}$.

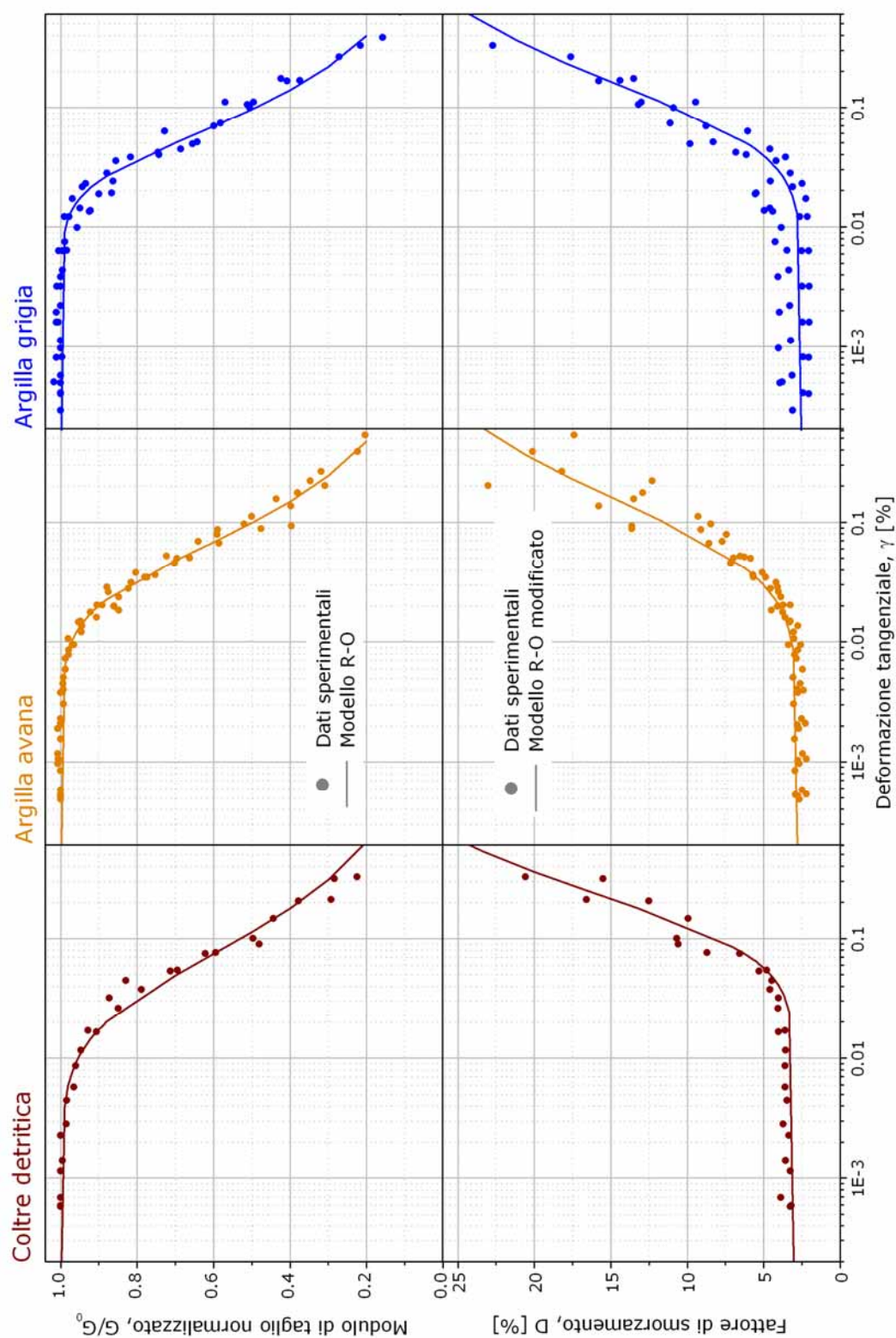


Figura 4.28 - Variazioni di rigidezza a taglio normalizzata e smorzamento dei terreni con la deformazione tangenziale, misurate in prove RC (Silvestri et al., 2006a).

Tabella 4.3 - Parametri di Ramberg-Osgood e deformazioni di soglia lineare per i terreni argillosi (Silvestri *et al.*, 2006a).

	C	R	γ_l (%)	C'	R'
Coltre detritica	365627	2.71	0.011	1950798	3.29
Argilla avana	14903068	3.17	0.014	3910	2.28
Argilla grigia	$1.31 \cdot 10^9$	3.75	0.017	1000000	3.05

5. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO

La raccolta di dati geologici, geofisici e geotecnici disponibili per l'area di studio, descritta nel Capitolo 4, ha permesso di definire i modelli geometrici ed il modello geotecnico di sottosuolo utilizzati nelle simulazioni numeriche che saranno presentati nei Capitoli 6-7.

Nel seguito sono descritte 3 diverse geometrie del *bedrock*, corrispondenti ad altrettante ipotesi formulate sull'assetto geologico (§5.1). Il cospicuo numero di verticali stratigrafiche collezionate (cfr. §4.3.1) ha permesso la stima degli spessori delle formazioni superficiali della coltre detritica e dell'argilla avana (§5.2). Nel §5.3 sarà presentata una sintesi delle prove in sito, con particolare riferimento alle *down-hole* (§4.3.1.1), e di laboratorio (§4.3.2), finalizzata alla definizione dei parametri meccanici per le simulazioni numeriche. Questo approccio sarà utilizzato nel Capitolo 6 per valutare l'influenza di ciascuno di questi fattori sulla risposta in superficie; in particolare, sarà esaminata l'influenza della geometria del *bedrock* sulla risposta alle basse frequenze e quella degli spessori delle formazioni superficiali, caratterizzati da un significativo contrasto di impedenza sismica con le formazioni sottostanti, sulla risposta alle alte frequenze.

5.1 Geometria del bedrock

In Figura 5.1 è riportata la carta geologica elaborata nell'ambito del Progetto S3 (cfr. Figura 4.11a) alla quale sono sovrapposte due tracce in direzione NNW, denominate A-A' e B-B'. Esse corrono lungo l'asse longitudinale del centro abitato e passano in prossimità delle stazioni accelerometriche DPC (cfr. Figura 5.1). In questo modo è stato possibile sia validare i modelli attraverso le registrazioni degli *aftershocks* (Capitolo 6), e sia eseguire il confronto dei dati di danneggiamento degli edifici del centro urbano con le simulazioni numeriche 2D dell'evento principale (Capitolo 7).

Il modello Basin (Figura 5.2), riferito alla traccia A-A' in Figura 5.1, deriva direttamente dalla sezione geologica DPC-UniMol (cfr. sezione 1 di Figura 4.6b), ed è quindi caratterizzato dall'ipotesi di una struttura a doppia sinclinale, formulata nel rapporto di microzonazione sismica di San Giuliano di Puglia (Baranello *et al.*, 2003). Rispetto alla sezione originale, il modello qui riportato

presenta alcune differenze:

- la massima profondità del deposito argilloso è stata aumentata dai 250m dell'ipotesi DPC-UniMol a circa 300m nel modello Basin; questa modifica è stata basata sui risultati di un'analisi parametrica 1D della risposta in frequenza del sottosuolo (cfr. Silvestri *et al.*, 2006b), e dalle indicazioni scaturite dalla tomografia geoelettrica profonda (cfr. §4.2.1);
- i contatti stratigrafici in superficie tra flysch di Faeto ed argilla avana sono stati posizionati con riferimento alla carta geologica di Guerricchio (2005), che non differisce molto dalla carta geologica UniFe-INOGS (Caputo *et al.*, 2007); in Figura 5.1 le linee rosse tratteggiate rappresentano i limiti della formazione argillosa secondo la carta geologica di riferimento;
- sono inoltre state eliminate alcune irregolarità dei contorni presenti nella prima versione del modello (Baranello *et al.*, 2003).

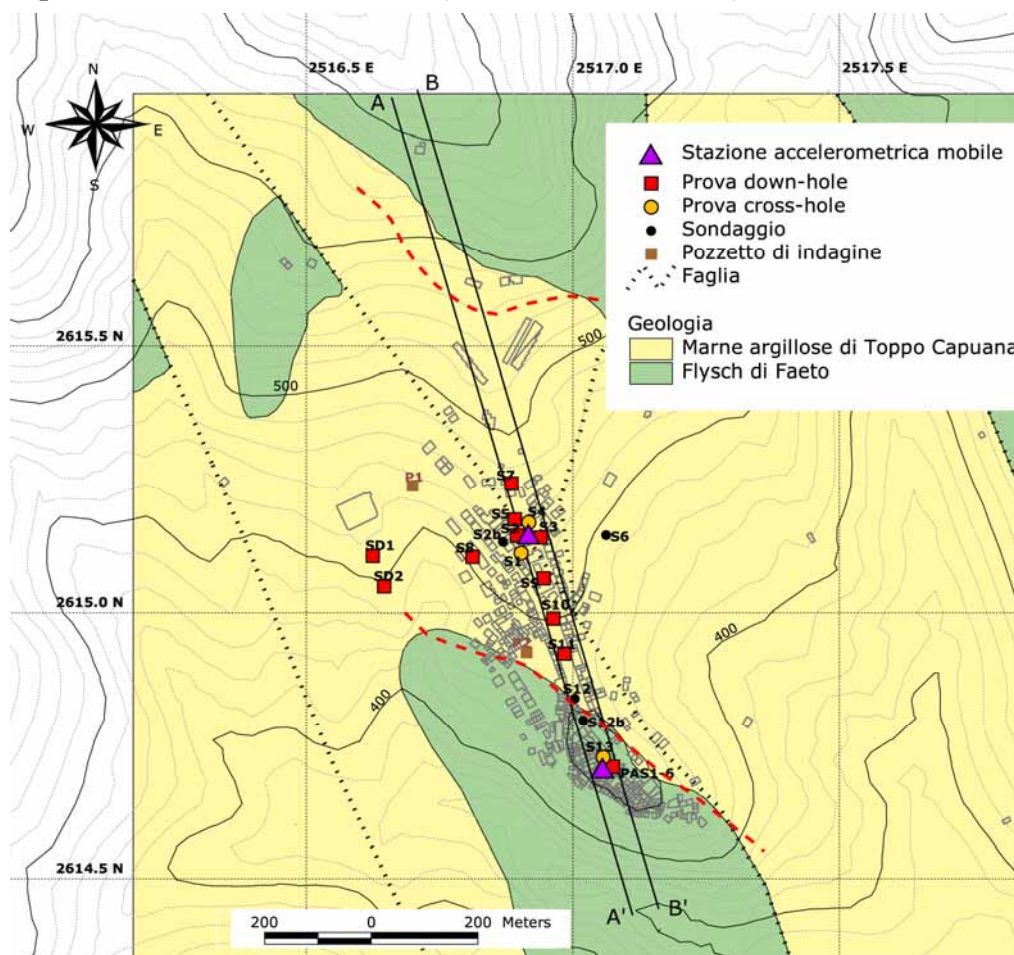


Figura 5.1 - Carta geologica di Caputo *et al.* (2007), alla quale sono sovrapposte le tracce delle sezioni Basin e Wedge (A-A') e della sezione Anvil (B-B').

La Figura 5.3 mostra il modello Wedge, in questo caso l'ipotesi geologica fa riferimento ad un sovrascorrimento del flysch di Faeto situato a Nord del centro

urbano (Guerricchio, 2005). Lo schema nei fatti è simmetrico rispetto a quello proposto da Giaccio *et al.* (2004) (modello CNR-INGV, cfr. §4.1.3), ed è stato approntato sulla base delle prime interpretazioni della tomografia geoelettrica profonda (cfr. §4.2.1). La profondità massima del deposito argilloso è, anche in questo caso 300m, in conformità ai risultati dell'analisi parametrica 1D sopra citata. Come per il modello Basin, i limiti della formazione argillosa sono identificati dalle linee rosse tratteggiate di Figura 5.1.

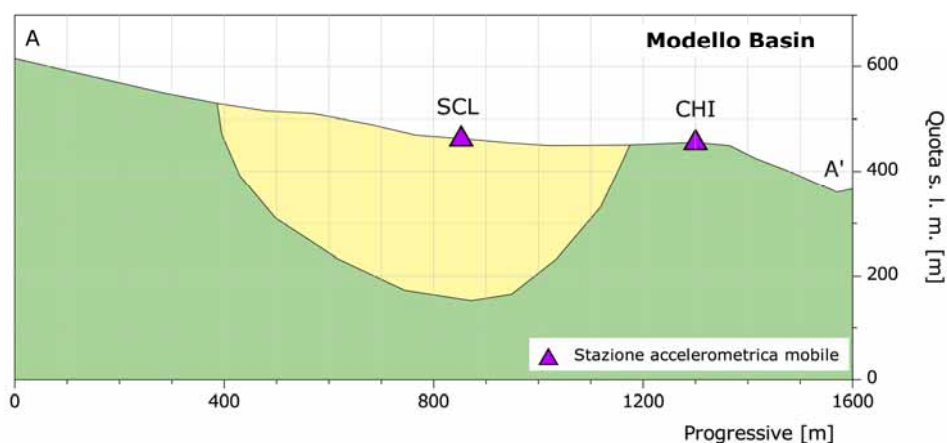


Figura 5.2 - Modello Basin, la traccia planimetrica è riportata in Figura 5.1 (A-A').

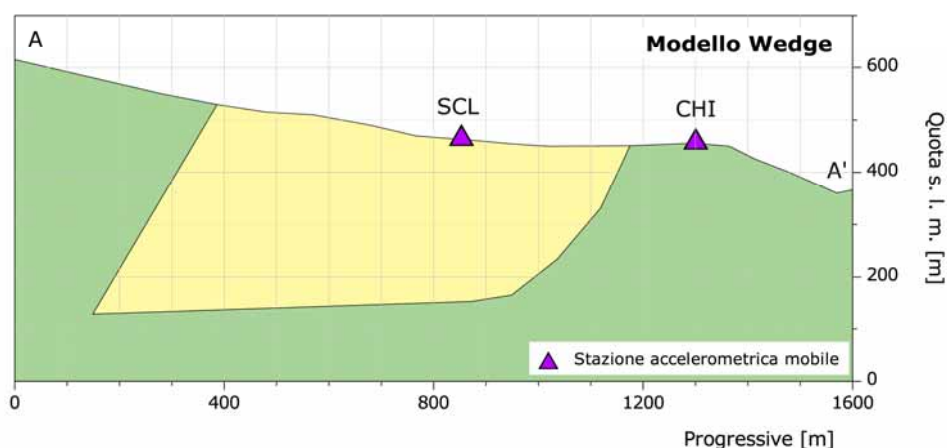


Figura 5.3 - Modello Wedge, la traccia planimetrica è riportata in Figura 5.1 (A-A').

Il modello Anvil (Figura 5.4) deriva invece da una sezione del modello 3D descritto nel §4.1.4. Non è riferito alla medesima traccia planimetrica A-A' dei modelli Basin e Wedge (Figura 5.1), bensì alla traccia B-B', traslata di 50m verso Est rispetto alla AA'. Si è scelta questa traccia dopo aver osservato un gran

numero di sezioni del modello 3D, perché è apparsa quella meglio confrontabile con le altre due. Infatti ad Ovest della traccia B-B', secondo il modello 3D, il deposito argilloso tende rapidamente ad assottigliarsi, mentre ad Est tende ad ispessirsi (cfr. sezioni NW ed ENE in Figura 4.11b).

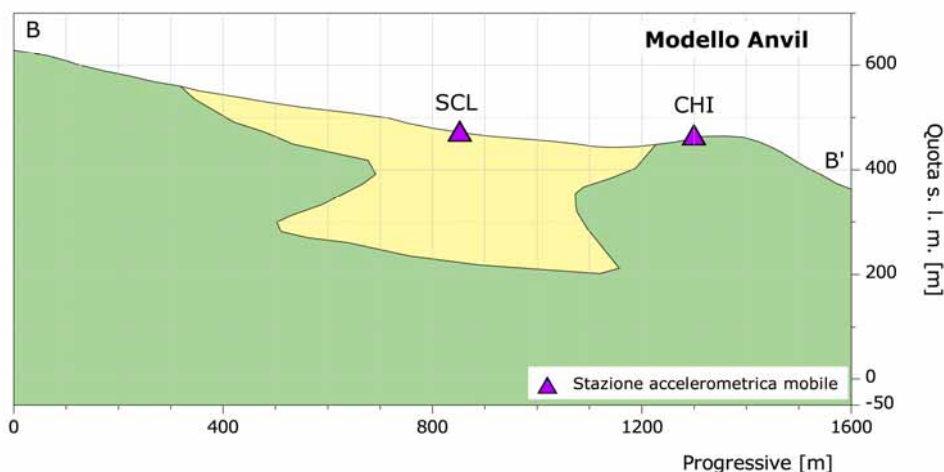


Figura 5.4 - Modello Anvil, la traccia planimetrica è riportata in Figura 5.1 (B-B').

5.2 Elaborazioni sezioni stratigrafiche

La diffusione areale ed il gran numero di stratigrafie complessivamente disponibili sono ampiamente sufficienti per ricostruire con notevole dettaglio la variabilità dei caratteri superficiali delle marne argillose di Toppo Capuana, e potrà essere di notevole interesse esaminarne l'influenza sulle previsioni delle analisi dinamiche di scenario. Per quanto riguarda, invece, il flysch di Faeto, i soli sondaggi geognostici non forniscono indicazioni altrettanto esaurienti sui caratteri geometrici superficiali di rilievo ai fini dell'analisi della risposta sismica locale; ma di tale formazione interessa, più che il dettaglio stratigrafico, soprattutto la morfologia sepolta su scala più ampia.

In primis si è proceduto alla stima di una stratigrafia rappresentativa dei caratteri tipici del sottosuolo, nell'area del centro abitato edificata sulle marne argillose di Toppo Capuana. A tale scopo sono state selezionate le 33 verticali stratigrafiche disponibili (Figura 5.5a), e sono stati individuati gli spessori medi dei terreni più superficiali (coltre detritica ed argilla avana). Dal computo sono stati esclusi 6 sondaggi (PE-S25÷29, e V16), le cui descrizioni geologiche non permettono la determinazione del limite stratigrafico tra coltre detritica e argilla avana. La

stratigrafia tipica per le marne argillose nel centro urbano, ottenuta eseguendo la media delle profondità alla quale sono individuati i passaggi di strato coltre detritica - argilla avana - argilla grigia, è mostrata in Figura 5.5b.

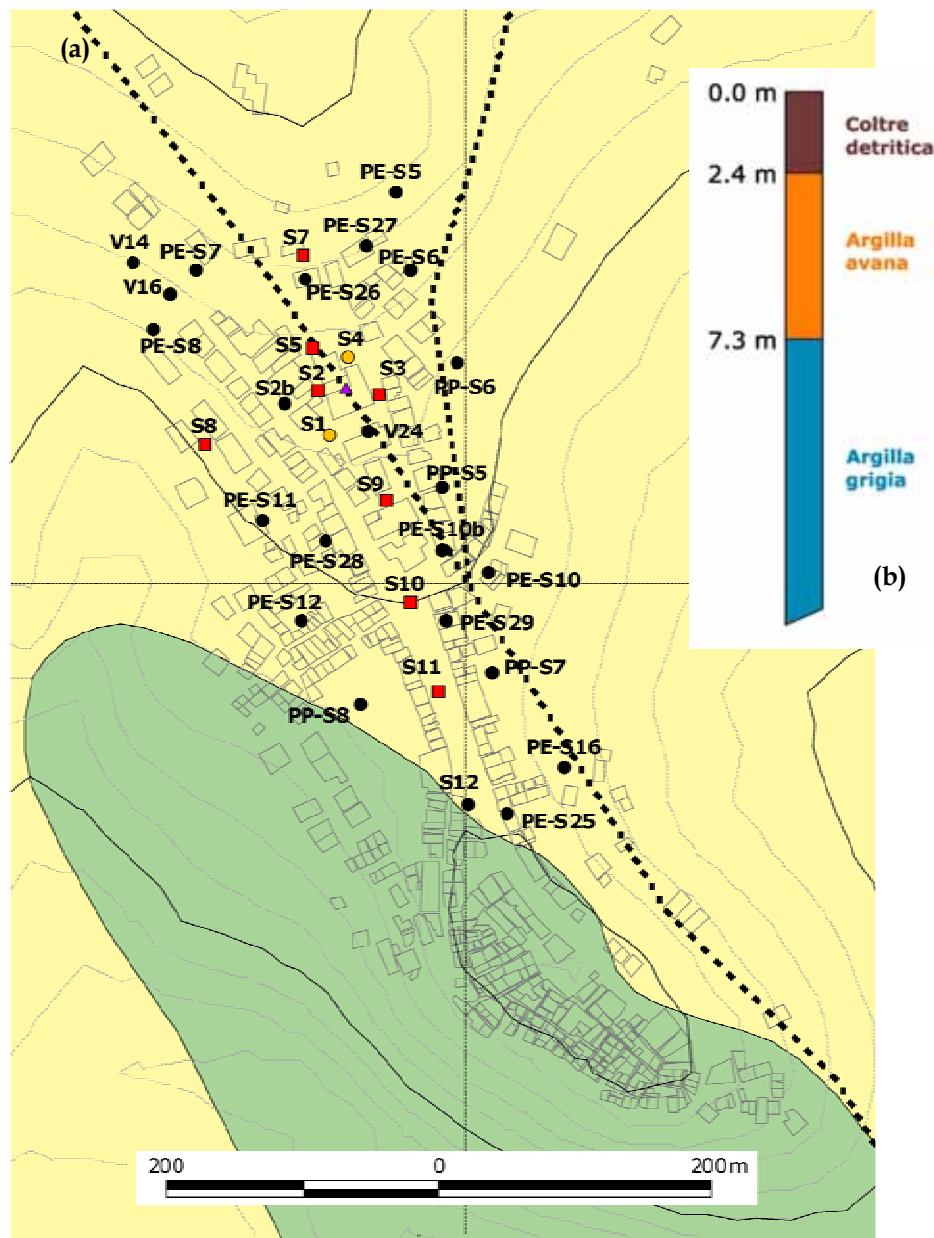


Figura 5.5 - Sondaggi presi in considerazione (a) per stimare la stratigrafia tipica della formazione argillosa (b).

Lo spessore locale degli strati superficiali di coltre detritica ed argilla avana è un ulteriore variabile della risposta sismica locale. Essa può influire sull'amplificazione delle frequenze di risonanza caratteristiche di questi strati, e modificare quindi la risposta dell'edificio. Per tenere conto del dettaglio stratigrafico in superficie del deposito argilloso, esistono diversi approcci per

costruire le sezioni 2D da analizzare, in particolare, alcuni modelli cui si può fare riferimento sono:

- il ‘modello deterministico’, in cui le sezioni 2D da analizzare sono definite mediante la consueta tecnica di proiezione ed interpolazione lineare delle verticali stratigrafiche;
- il ‘modello IDW’ (*Inverse Distance Weight*), ottenuto attraverso l’omonimo algoritmo (Shepard, 1968), che punto per punto definisce gli spessori dei litotipi in esame sulla base dei sondaggi disponibili, attribuendo a ciascuno di essi un “peso” inversamente proporzionale alla distanza;
- il ‘modello geostatistico’ (cfr. Isaaks e Srivastava, 1989; Clark, 2001; Penna, 2004), che fornisce una distribuzione spaziale delle stratigrafie nell’area, è anche in questo caso stimato sulla base dei sondaggi geognostici, ma, a differenza del modello IDW, mediante un approccio probabilistico.

Il modello deterministico in Figura 5.6 è stato elaborato sulla base di alcuni sondaggi eseguiti nel corso della campagna DPC-Procure, in prossimità della traccia B-B’ (Figura 5.1).

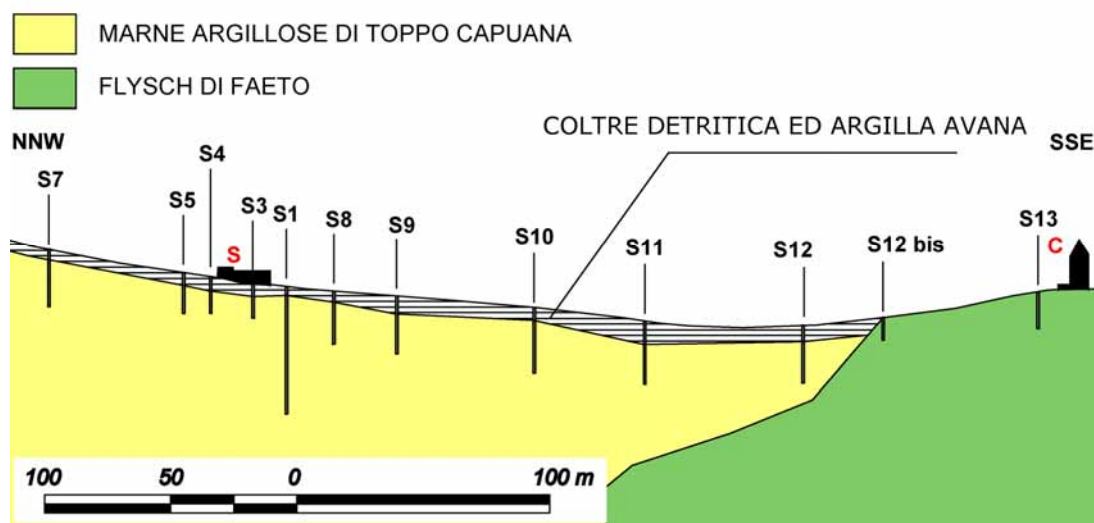


Figura 5.6 - Modello deterministico riferito alla traccia B-B’ (Figura 5.1).

In questo caso lo spessore della formazione congiunta coltre detritica ed argilla avana si mantiene pressoché costante, nell’ordine di $6\div 8\text{m}$, da NNW fino alla scuola (S), ha quindi una diminuzione subito a valle della scuola dove raggiunge spessori di 5m (S1), mentre nella parte centrale del paese oscilla tra 7m (S10) e 12.5m (S11) (cfr. Figura 4.20).

Per l’elaborazione del modello IDW è stata appositamente scritta una *routine* in linguaggio *MatLab*, che richiede come dati in ingresso la stratigrafia e la posizione

delle verticali geognostiche e ne effettua una media pesata in funzione della distanza. Per la stima del valore dello spessore (z_k) nella cella k-esima del dominio di calcolo si adopera l'espressione di Shepard (1968):

$$Z_k = \sum_{i=1}^n w_i \cdot Z_i \quad \text{Equazione 5.1}$$

dove n è numero di sondaggi considerati (qui 49), z_i il valore dello spessore rilevato nel sondaggio i-esimo, mentre w_i è la funzione peso dell'elemento i-esimo, definita come:

$$w_i = \frac{d_i^{-p}}{\sum_{j=1}^n d_j^{-p}} \quad \text{Equazione 5.2}$$

in cui d è distanza tra cella di calcolo (k-esima) ed elemento i-esimo (o j-esimo) e p è l'esponente di Shepard (tipicamente posto pari a 1 o 2).

L'analisi IDW di seguito riportata è stata eseguita considerando, quali parametri di modellazione, l'esponente di Shepard $p=2$ (ovvero una maggiore influenza dei sondaggi più prossimi alla cella in esame rispetto a quelli più distanti), una distanza d'influenza del dato stratigrafico di 200m (cioè i sondaggi che si trovano a più di 200m dalla cella di calcolo non influenzano il valore ad essa attribuito) ed un numero massimo di verticali prese in considerazione nell'area di influenza pari a 12 (Figura 5.7).

La Figura 5.7a mostra che il modello stima uno spessore della coltre detritica ovunque compreso tra 2 e 6 metri, tranne in due aree, localizzate ad Est e ad Ovest della dorsale su cui è edificato San Giuliano di Puglia. Ciò perché i sondaggi che ricadono in queste aree sono caratterizzati da elevati spessori di materiale, molto rimaneggiato, in frana (cfr. Figura 4.19 e Figura 4.20), assimilato, dal punto di vista sismico, alla formazione della coltre detritica. Si noti anche che la mappa di pericolosità dovuta ad instabilità dei versanti del rapporto di microzonazione sismica di San Giuliano di Puglia (Figura 4.4) assegna all'area ad Est del centro urbano un fattore di pericolosità molto elevato.

Lo spessore stimato per l'argilla avana (Figura 5.7b) è compreso in un campo di variazione di 4÷9 metri, e indica che la zona di maggiore ispessimento della formazione nel centro urbano si trova pressappoco a metà strada tra i siti Scuola e Chiesa.

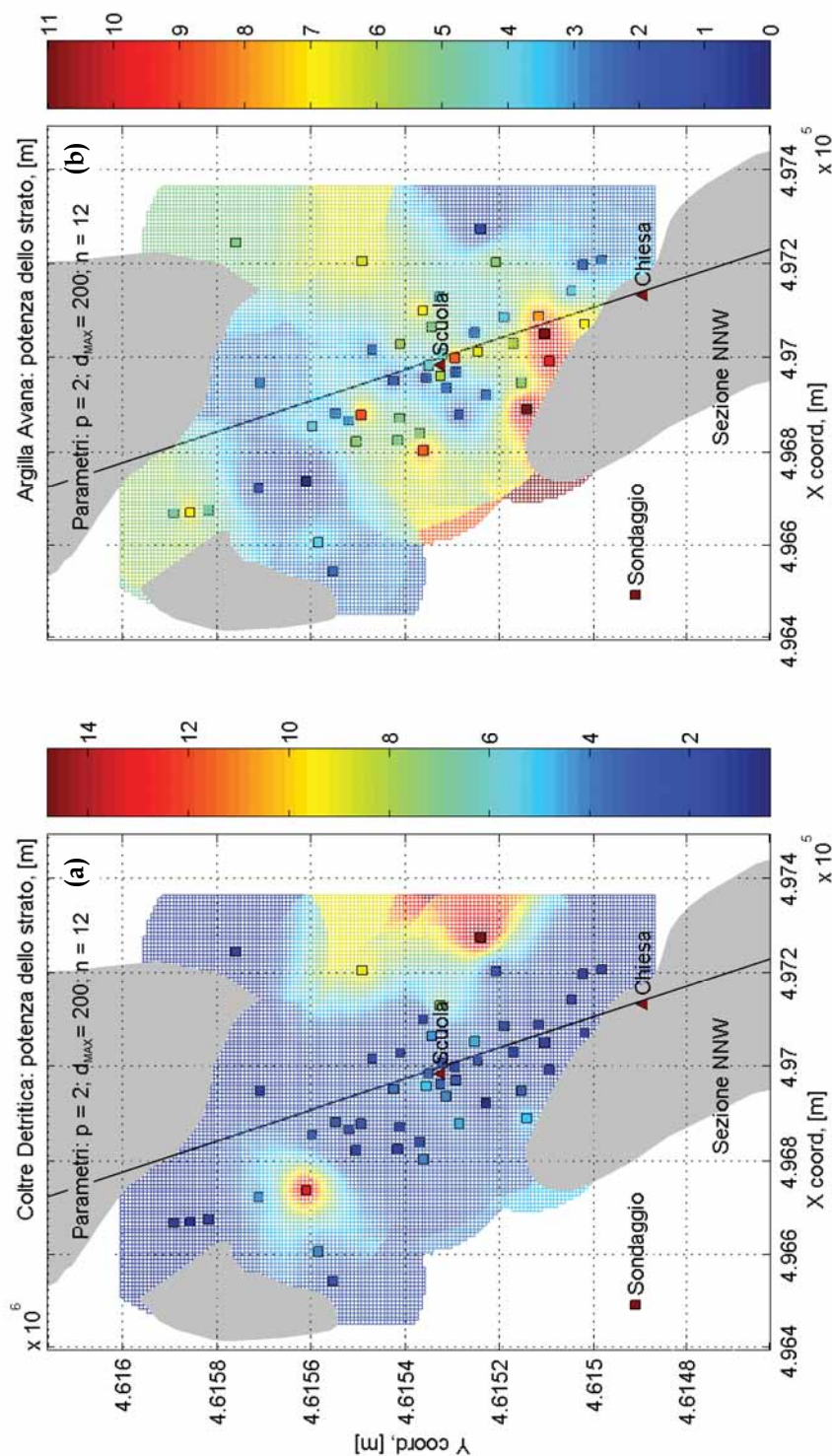


Figura 5.7 – Modello IDW: stima dello spessore, in metri, di coltre detritica (a) ed argilla avana (b) tramite algoritmo IDW. Il colore attribuito ai sondaggi indica lo spessore rilevato dalle stratigrafie. I 49 sondaggi considerati sono quasi tutti già riportati in Figura 3.21 per la stima del modello stratigrafico 1D del centro urbano, più pochi altri posizionati al di fuori del paese. Le coordinate indicate negli assi dei grafici sono UTM. E' riportata la traccia B-B' (Figura 5.1) del modello Anvil.

La *routine* considera, inoltre, quale dato di ingresso opzionale, il DTM dell'area in esame. Fornendo le coordinate di due punti, assunti come estremi di una traccia di un piano verticale, il programma costruisce la sezione corrispondente (Figura 5.8). In questa analisi sono state inserite in ingresso le coordinate degli estremi della traccia B-B' (Figura 5.1).

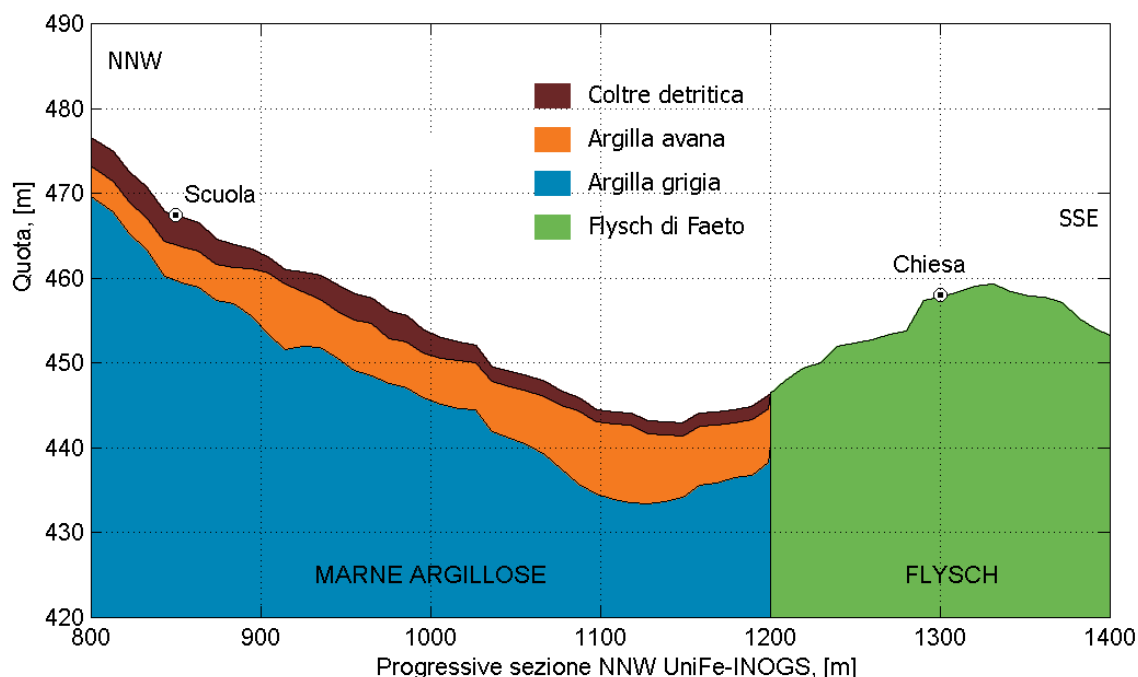


Figura 5.8 - Sezione Anvil IDW. Le quote (asse Y) sono disegnate in un rapporto 5:1 rispetto alle progressive della traccia (asse X).

Questa sezione, che può essere chiamata Anvil IDW, rivela un progressivo assottigliamento della coltre detritica (campita in marrone), a partire da circa 4 metri nella zona Nord del centro urbano (Scuola), fino a circa 2 metri dove la sezione incontra il flysch di Faeto. Invece la formazione delle argille avana (di colore arancio) si comporta in maniera opposta, ispessendosi man mano che ci si avvicina al centro storico (Chiesa). L'irregolarità che caratterizza il profilo del piano campagna è dovuta alla dimensione di 40x40m della cella elementare del DTM disponibile. Questa approssimazione si riflette purtroppo anche sugli andamenti delle formazioni in esame, perché questi sono calcolati per differenza tra le quote del DTM e il modello IDW.

Per confronto, la stima dello spessore delle formazioni superficiali di coltre detritica ed argilla avana è stata ripetuta utilizzando un approccio geostatistico tramite un *software* 2D commerciale, il *Kriging Interpolator*, del modulo *Spatial Analyst*, che è un'estensione di *ArcView 3.1*.

Il *kriging* è un metodo geostatistico per ottimizzare la stima di una variabile che ha distribuzione spaziale ed è misurata in un numero limitato di punti (cfr. Isaaks e Srivastava, 1989; Clark, 2001; Penna, 2004). La stima del valore assunto dalla variabile spessore z_k nella cella k -esima è eseguita usando l'Equazione 5.1, già adottata nell'approccio IDW. Lo stimatore dei pesi w_i , nel così detto *ordinary kriging*, è detto BLUE, acronimo di *Best Linear Unbiased Estimator*. Il *kriging* ordinario è *Best Linear* in quanto è frutto di una combinazione lineare che minimizza la varianza dell'errore di stima, inoltre è *Unbiased* (non distorto), perché tende a far assumere il valore zero all'errore medio, cioè alla differenza tra valore calcolato e rilevato.

La varianza da minimizzare attraverso lo stimatore BLUE è tenuta in conto tramite il semivariogramma teorico. La forma generale dell'equazione del semivariogramma è:

$$\gamma^*(d) = \frac{1}{2N} \sum_{i=1}^N [z(x_i) - z(x_i + d)]^2 \quad \text{Equazione 5.3}$$

dove N è il numero di coppie di dati a distanza mutua d ; $z(x_i)$ è il valore della proprietà z nel punto x_i ; $z(x_i + d)$ sono i valori di z relativi a tutti i campioni che si trovano a distanza d dal campione x_i ; $\gamma^*(d)$ è la semivarianza, ovvero la varianza dimezzata (si noti la presenza del fattore 2 nell'Equazione 5.3). Un valore comunemente adottato per la distanza mutua d è la frequenza spaziale di campionamento; perciò, quando il campionamento è distribuito secondo una griglia regolare – ad esempio si può immaginare un DTM –, d è proprio la distanza tra i campioni. Invece spesso, come nel caso in esame, non si ha a che fare con campi egualmente spaziatati. In tal caso a d è in realtà associato un intervallo di distanze (*lag*), traslato fino a coprire l'intera area di studio ($0-d$, $d-2d$, $2d-3d$...). Per ogni intervallo, viene calcolato $\gamma^*(d)$ considerando tutte le coppie di punti separati da una distanza ricadente in quell'intervallo.

In questa applicazione, i dati in ingresso ed i parametri della modellazione sono stati mantenuti il più possibile conformi con quelli adottati nel modello IDW; infatti sono stati considerati gli stessi 49 sondaggi, una distanza d'influenza del dato stratigrafico di 200m ed un numero massimo di verticali prese in considerazione nell'area di influenza pari a 12. A differenza di quanto fatto nell'analisi IDW, non sono stati costruiti due modelli distinti per coltre detritica ed argilla avana, bensì un solo modello che indica lo spessore complessivo delle due formazioni; cioè è stato stimato, entro la formazione argillosa, il dato somma

degli spessori di coltre detritica ed argilla avana, rilevato in ciascun sondaggio. Il parametro in esame, lo spessore dello strato congiunto, è supposto in questo caso distribuito secondo una funzione probabilistica normale.

In Figura 5.9 è riportato, colorato di rosso, il semivariogramma sperimentale; esso rappresenta la semivarianza dello spessore in funzione della mutua distanza tra i sondaggi. Il grafico è stato costruito, come è prassi, per tentativi, con un *lag interval* di 36 metri, valore prossimo all'interasse medio tra i sondaggi nel centro urbano. In pratica ad ogni passo di campionamento, di 36m, sono considerate le verticali stratigrafiche contenute nell'intervallo di lag (Equazione 5.3). In tal modo si ottiene la funzione discreta contrassegnata in figura dai circoli rossi. Per eseguire la procedura di risoluzione attraverso il BLUE del sistema lineare dell'*ordinary kriging*, è necessario utilizzare un modello teorico del semivariogramma che renda possibile il calcolo della semivarianza per ogni possibile distanza.

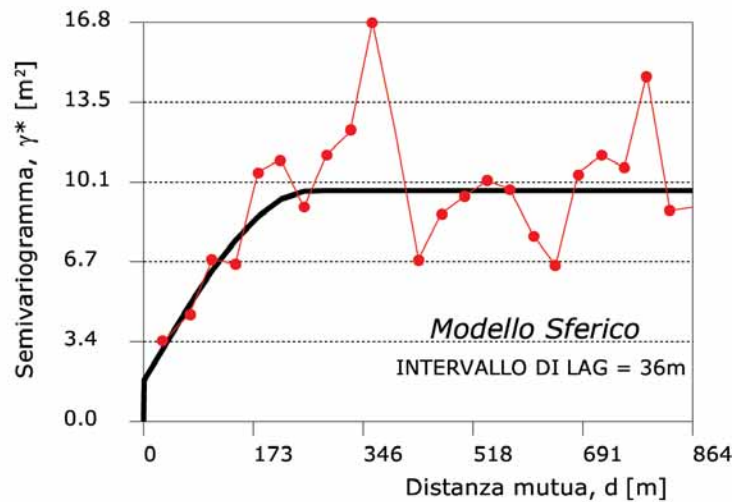


Figura 5.9 - Semivariogramma teorico (linea rossa) e sperimentale (linea nera) relativo allo spessore di coltre detritica ed argilla avana rilevato nel campione di 49 sondaggi in esame.

Nell'applicazione qui eseguita, per il semivariogramma teorico, si è scelto di utilizzare un modello di tipo sferico¹, perché questo è risultato il modello più adatto ad una corretta regressione dei punti sperimentali. L'espressione adottata per il modello sferico è:

$$\gamma_1(d) = \begin{cases} C \left[1.5 \frac{d}{a} - 0.5 \left(\frac{d}{a} \right)^3 \right] & \text{quando } d \leq a \\ C & \text{quando } d > a \end{cases} \quad \text{Equazione 5.4}$$

¹ Altri comuni modelli sono il lineare, il gaussiano e l'esponenziale.

dove 'C' è il limite superiore del modello – indicato spesso col termine inglese *sill* – mentre 'a' è definito come *range* di influenza del campione. Al modello sferico va aggiunto inoltre l'effetto *nugget* (C_0):

$$\gamma_2(d) = \begin{cases} 0 & \text{quando } d = 0 \\ C_0 & \text{quando } d > 0 \end{cases} \quad \text{Equazione 5.5}$$

L'effetto pepita è utile a descrivere la variabilità del campione per distanze mutue prossime a zero. Il semivariogramma teorico qui adottato è quindi²:

$$\gamma(d) = \gamma_1(d) + \gamma_2(d) \quad \text{Equazione 5.6}$$

Si noti che il semivariogramma teorico vale sempre zero quando $d=0$, il che implica che campo di variazione ottenuto dall'analisi di *kriging* (Figura 5.10) fornisce nella posizione in cui si dispone di un campione, il relativo valore effettivamente misurato.

In conclusione, sulla base dei dati rilevati nei sondaggi geognostici, risolvendo il sistema lineare del *kriging* ordinario, è possibile costruire la carta degli spessori delle coperture (Figura 5.10); dalla quale, per confronto con la superficie topografica è stata tracciata la sezione del modello geostatistico (Figura 5.11). La Figura 5.11 riporta inoltre i risultati ottenuti mediante l'approccio deterministico e quello IDW riferiti allo spessore dell'intera formazione alterata (oltre detritica e argilla avana). Nel centro urbano di San Giuliano di Puglia, dove i sondaggi sono più frequenti, il confronto la metodologia IDW e quella geostatistica offre risultati molto simili; ciò può essere osservato sia dal raffronto delle mappe, e sia, più semplicemente, facendo riferimento alla sezione di Figura 5.11. Nella sezione si può notare che entrambi i modelli (IDW e geostatistico), attribuiscono alla formazione alterata a Sud della Scuola uno spessore di circa 8 metri, per gran parte del centro urbano edificato sulla formazione argillosa. Inoltre entrambi indicano un ispessimento fino a circa 10 metri della formazione alterata tra le progressive 1050 e 1150, mentre, a Nord della Scuola, lo spessore decresce fino a circa 5 metri. L'affinità tra i risultati forniti dai due metodi era in qualche modo attesa, data la fitta distribuzione di indagini geognostiche disponibili per l'area.

² Nello specifico il modello teorico è stato fittato allo sperimentale tramite il *software* adottato, altrimenti, per quanto riguarda il modello sferico, il parametro 'C' può essere stimato effettuando una media dei valori di coda del semivariogramma sperimentale, mentre 'a' e 'C₀' provengono da una costruzione geometrica. Infatti tracciando una retta a partire dai primi punti del semivariogramma teorico, essa intersecherà il *sill* ad una distanza pari a 2/3 di 'a', e l'asse delle ascisse nel punto 'C₀'.

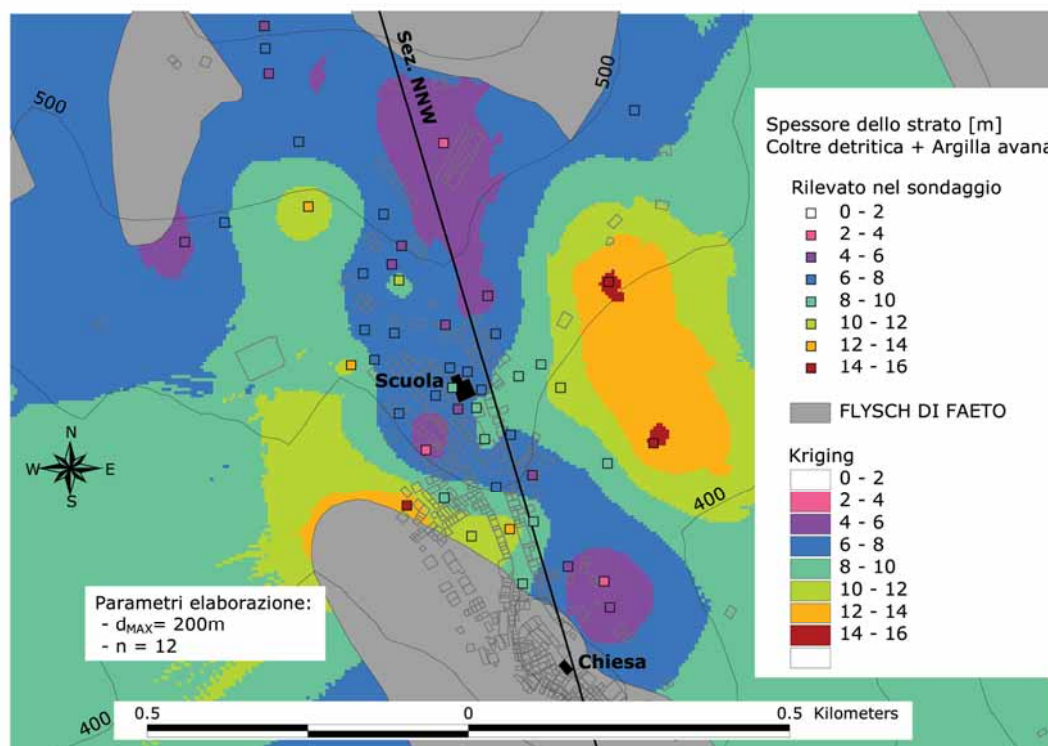


Figura 5.10 - Mappa delle coperture: estensione del dato puntuale di spessore complessivo degli strati di coltre detritica ed argilla avana, attraverso analisi geostatistica.

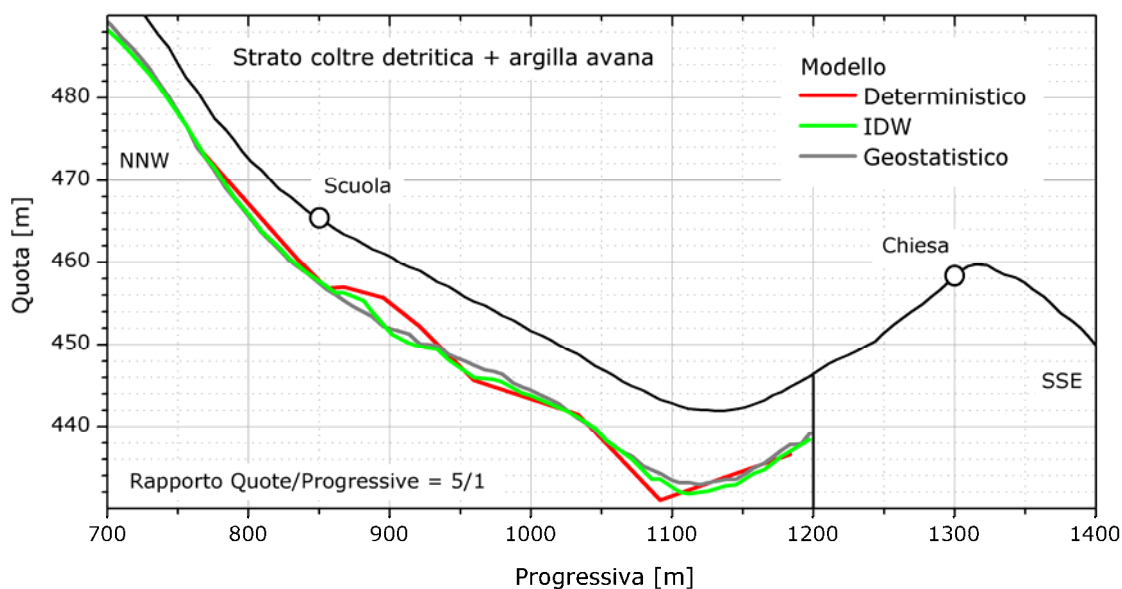


Figura 5.11 - Sezione riferita alla traccia B-B' (Figura 5.1) dei modelli deterministico, IDW e geostatistico.

Però la varianza dell'errore associato alla stima geostatistica è piuttosto elevata (Figura 5.12). La mappa indica che, praticamente in tutta la parte della sezione

NNW B-B' che ricade nel centro urbano, la *deviazione standard*, che è la radice quadrata della varianza, si attesta nel campo 1.4÷2 metri. Tale valore dell'errore è principalmente dovuto all'effetto *nugget* del semivariogramma teorico.

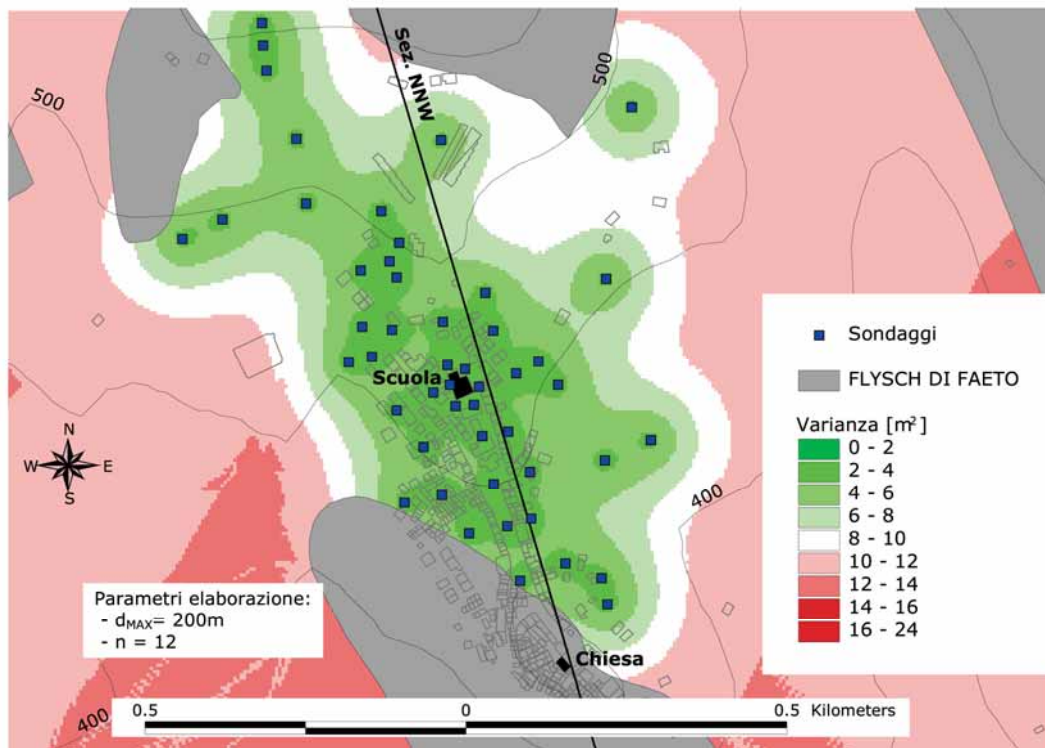


Figura 5.12 - Varianza [m²] associata all'analisi di *Kriging*.

Probabilmente, per ridurre la *deviazione standard* dell'errore sarebbe sufficiente costruire un nuovo semivariogramma, non isotropo, bensì direzionale, in cui, cioè, esista una direzione di ricerca delle coppie di punti in base alle quali esso è calcolato. E' logico ritenere che la direzione di ricerca più opportuna sia la medesima della dorsale su cui è edificato San Giuliano di Puglia. Questo tipo di analisi, che tra l'altro richiederebbe l'uso di un *software* più versatile, non produrrebbe comunque un risultato molto dissimile da quello visto in Figura 5.10, data la frequenza di campionamento relativamente elevata di cui si dispone.

5.3 Modelli geotecnici di sottosuolo

I valori delle velocità delle onde di taglio ricavati dalle prove RC di laboratorio (cfr. §4.3.2) hanno affidabilità notoriamente condizionata dal disturbo dovuto al campionamento e da altri fattori sperimentali inevitabili, come le modalità di riconsolidazione e le frequenze di sollecitazione. Nello specifico, per le marne

argillose di Toppo Capuana, bisogna tener conto anche dell'intenso grado di fessurazione che le caratterizza (cfr. §4.3.2). Le leggi di dipendenza dalla tensione media efficace (Figura 4.26) possono però ritenersi rappresentative della variazione di V_s con la profondità in un deposito naturale (Silvestri *et al.*, 2006a). Per questo motivo si è deciso di riportare le curve di regressione $V_s(p')$ di Figura 4.26, imponendone la corrispondenza con i valori medi di V_s misurati nelle prove *down-hole* (cfr. §4.3.1.1), senza, appunto, variarne la legge di tendenza con la profondità.

Per esprimere le curve $V_s(p')$ relative ad argille avana e grigie in funzione della profondità si è fatto riferimento all'espressione delle tensioni efficaci litostatiche medie, p'_0 :

$$p'_0 = \frac{1+2K_0}{3} \sigma'_{v0} \quad \text{Equazione 5.7}$$

in cui K_0 rappresenta il coefficiente di spinta a riposo, e σ'_{v0} la tensione efficace litostatica verticale. In mancanza di misure dirette attendibili, K_0 è stato calcolato tramite relazioni empiriche. Per terreni normal consolidati (NC), la ben nota espressione di Jaki (1944) fornisce:

$$K_0(\text{NC}) = 1 - \tan \phi'_{cv} \quad \text{Equazione 5.8}$$

dove ϕ'_{cv} rappresenta l'angolo di attrito a volume costante. Questo parametro è stato ottenuto dalle prove triassiali consolidate non drenate (CIU) eseguite sui campioni prelevati a San Giuliano di Puglia, condotte a tensioni di consolidazione dell'ordine di quelle geostatiche di campionamento (Vitone, 2005; Silvestri *et al.*, 2006a). Tali dati sono sintetizzati in Figura 5.13 in termini di valori assunti dalle variabili tensionali q e p' , in corrispondenza della resistenza di stato critico dei campioni. La regressione lineare permette di stimare $\phi'_{cv} = 30.6^\circ$, e quindi $K_0(\text{NC}) = 0.49$.

Le marne argillose di San Giuliano di Puglia, sono però fortemente sovraconsolidate. Considerando il modello redatto da Caputo *et al.* (2007), nell'area di esecuzione delle indagini lo spessore di marne argillose, oggi assente, che è stato sollevato dai movimenti tettonici è dell'ordine di 200m (cfr. Figura 4.11b); tale ipotesi è peraltro confermata da 3 prove SDMT eseguite a San Giuliano di Puglia, che indicano uno spessore di argilla eroso pari a 185m (cfr. Appendice A.4). I valori di OCR misurati in queste prove sono riportati anche in Figura 5.14.

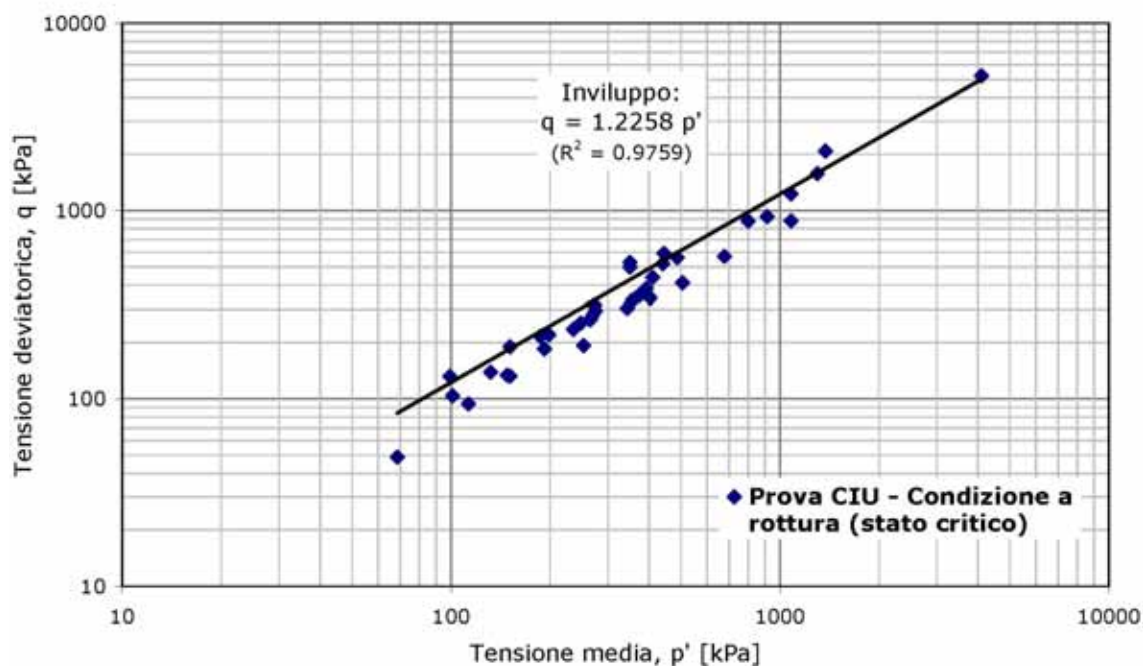


Figura 5.13 - Involuppi di resistenza nel piano $q:p'$ ottenuti da tutte le prove triassiali eseguite (dati forniti da Silvestri, 2005).

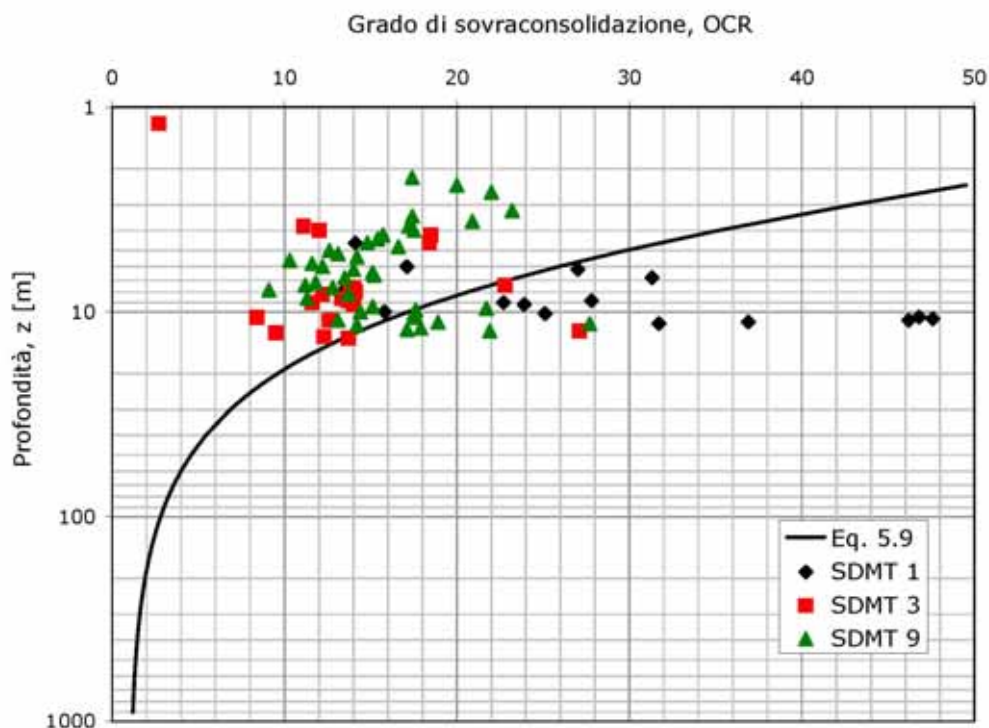


Figura 5.14 - Grado di sovraconsolidazione delle marne argillose di Toppo Capuana su cui è edificato il centro urbano di San Giuliano di Puglia, ottenuto supponendo che lo spessore dello strato eroso sia pari a 185m.

Si suppone quindi che lo spessore eroso di argilla grigia sia stato pari a 185m e che la piezometrica fosse stabilmente a piano campagna nel processo di erosione. Assumendo una piezometrica attuale a 2m dal piano campagna e considerando i pesi dell'unità di volume riportati in Tabella 4.1, si può stimare che ad una profondità z il grado di sovraconsolidazione OCR sia dato da:

$$\text{OCR}(z) = \frac{\sigma'_{vp}(z + 185\text{m})}{\sigma'_{v0}(z)} \quad \text{Equazione 5.9}$$

La variazione con la profondità del grado di sovraconsolidazione OCR è illustrata in Figura 5.14. Dal grafico si può ottenere un valore medio su 300m di profondità del grado di sovraconsolidazione nel deposito argilloso, $\overline{\text{OCR}}$, pari a 3.2.

E' quindi possibile valutare il coefficiente di spinta a riposo $K_0(\text{OC})$ medio, tramite la relazione di Schmidt (1966):

$$K_0(\text{OC}) = K_0(\text{NC}) \cdot \overline{\text{OCR}}^\alpha \quad \text{Equazione 5.10}$$

Per $\alpha = 0.46$ (Jamiolkowski *et al.*, 1979) l'Equazione 5.10 fornisce una stima del coefficiente di spinta a riposo $K_0(\text{OC}) \cong 0.8$.

Considerando quindi una profondità media della falda pari a 2m, ed i pesi dell'unità di volume misurati nelle prove di classificazione (Tabella 4.1), tramite l'Equazione 5.7 si è ottenuto per le argille avana:

$$V_s = 140.69(17 + 9.83z)^{0.1044} \quad \text{Equazione 5.11}$$

e per le argille grigie:

$$V_s = 151.73(17 + 9.83z)^{0.1082} \quad \text{Equazione 5.12}$$

dove la profondità z è espressa in m. Queste curve sono mostrate in Figura 5.15 mediante tratteggio fine. Nella figura sono inoltre riportate le velocità misurate nelle prove RC alla relativa profondità di campionamento; le misure sono riferite alle sole prove in cui la tensione di consolidazione è prossima a quella litostatica in sito.

Per le argille avana, il valore medio di V_s , misurato alla profondità media di indagine (4m) nelle prove DH, è risultato circa 245m/s, mentre nelle argille grigie, alla profondità media di 10m, si è ottenuto 340m/s circa (circoli neri in Figura 5.15); le regressioni $V_s:z$ della misure RC sperimentali (Equazione 5.11 e Equazione 5.12) sono state quindi trasformate - modificandone i coefficienti a , ma non gli esponenti n - nelle curve medie rappresentative della velocità delle

onde di taglio nel deposito nell'area urbana (linea nera). Tali curve assumono la forma, per le argille avana:

$$V_s = 162(17 + 9.83z)^{0.1044} \quad \text{Equazione 5.13}$$

e per le argille grigie:

$$V_s = 202(17 + 9.83z)^{0.1082} \quad \text{Equazione 5.14}$$

In Figura 5.15 è riportato il confronto tra questi profili medi di V_s , elaborati con riferimento alla stratigrafia tipica del sottosuolo del centro urbano (Figura 5.5b), ed i campi di variazione calcolati sulla base delle prove *down-hole* mostrate in Figura 4.21 (in termini di valori medi più o meno deviazione standard) relative a ciascuna unità in cui è stata suddivisa la formazione argillosa.

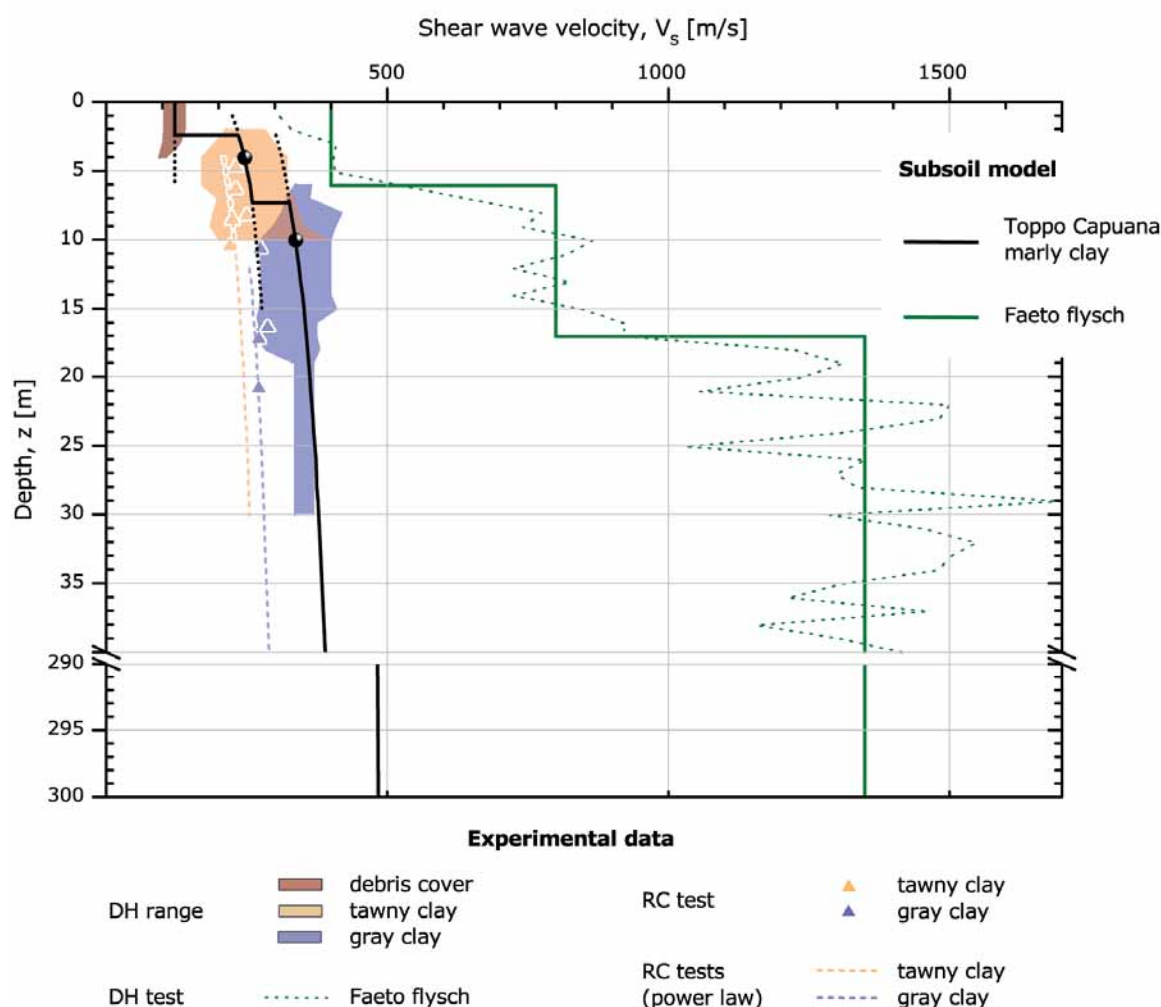


Figura 5.15 - Confronti tra profili di velocità delle onde di taglio misurati in sito ed in laboratorio e profili rappresentativi per il centro urbano (Puglia *et al.*, 2007).

Nella coltre detritica, data la limitata profondità del banco, non avrebbe senso esprimere una legge di variazione delle velocità delle onde di taglio con la

profondità; per essa è stato quindi assunto un valore di V_s costante, effettuando semplicemente la media delle prove DH.

I coefficienti di Poisson (ν) della formazione argillosa, trattandosi di terreni fini saturi, sono stati assunti prossimi al valore di 0.5 e leggermente decrescenti con la profondità. In particolare per la coltre detritica ν è stato posto pari a 0.493, per l'argilla avana pari a 0.489, mentre per l'argilla grigia i valori attribuiti al coefficiente sono espressi, in funzione della profondità (z), nella forma:

$$\nu = -10^{-10} z^3 + 10^{-7} z^2 - 5 \cdot 10^{-5} z + 0.485 \quad \text{Equazione 5.15}$$

che, nel campo 0÷300 metri varia tra 0.485 e 0.475. Alla combinazione di tali valori con quelli delle V_s^3 corrispondono velocità delle onde P (variabili nell'intervallo 1000÷2250m/s) confrontabili con quelle misurate nelle prove sismiche CH (Figura 5.16) e DH nei primi 30 metri di profondità⁴.

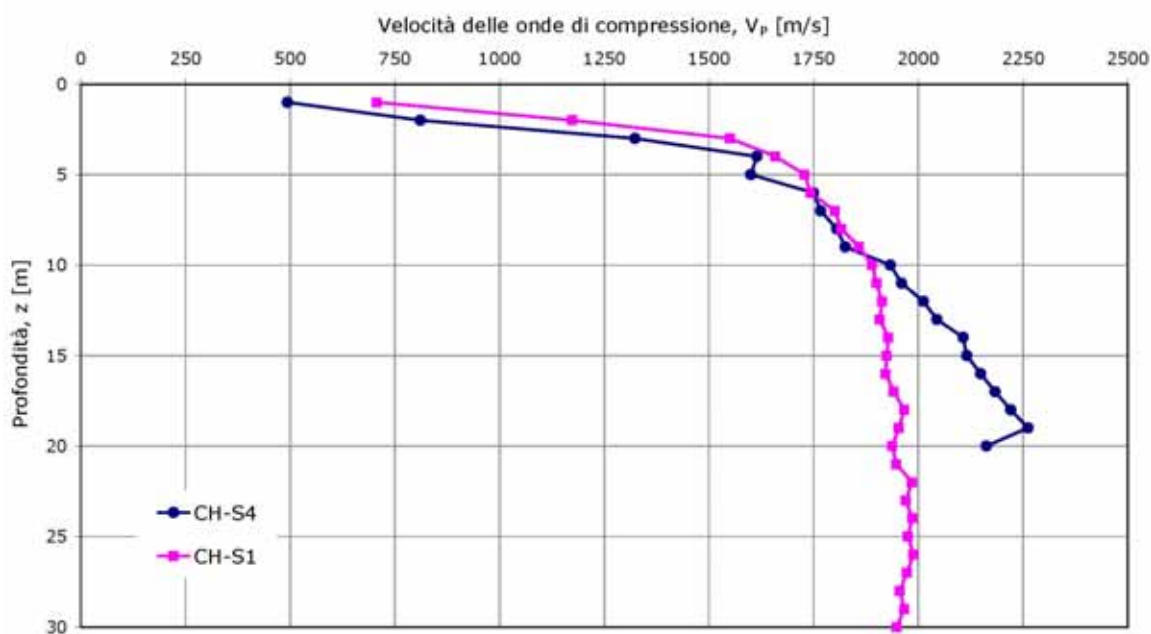


Figura 5.16 - Confronti tra profili di velocità delle onde di compressione misurati in sito attraverso le prove CH eseguite nella formazione argillosa (sondaggi S1 ed S4) (Silvestri, 2005).

³ Dalle relazioni tra costanti elastiche e velocità di propagazione delle onde, risulta che il coefficiente di Poisson ν è esprimibile in funzione del rapporto $\alpha = V_p/V_s$; si ha infatti

$$\nu = \frac{0.5\alpha^2 - 1}{\alpha^2 - 1}.$$

⁴ Questo approccio porta, però, a sottostimare le velocità delle onde P misurate in profondità attraverso la tomografia sismica (Figura 4.18a), che risultano essere, nella formazione argillosa, pari a circa 3000m/s a 150m di profondità. Tali valori sarebbero raggiunti solo mantenendo costante il coefficiente di Poisson con la profondità e pari a 0.485, cioè al valore rilevato dal confronto tra onde di compressione e di taglio misurate nelle prove DH e CH.

Il fattore di smorzamento a basse deformazioni è stato dedotto dai valori mediamente misurati nelle prove torsionali cicliche (TS) e di colonna risonante (RC), che si presentano crescenti con le frequenze di sollecitazione applicate (Figura 5.17). I valori assunti nel modello corrispondono per ciascuna formazione a quelli medi nel campo di frequenze caratteristiche degli eventi sismici considerati (fascie grigie in Figura 5.17). Per tutti e tre i terreni, il valore di D_0 è stato assunto costante con la profondità.

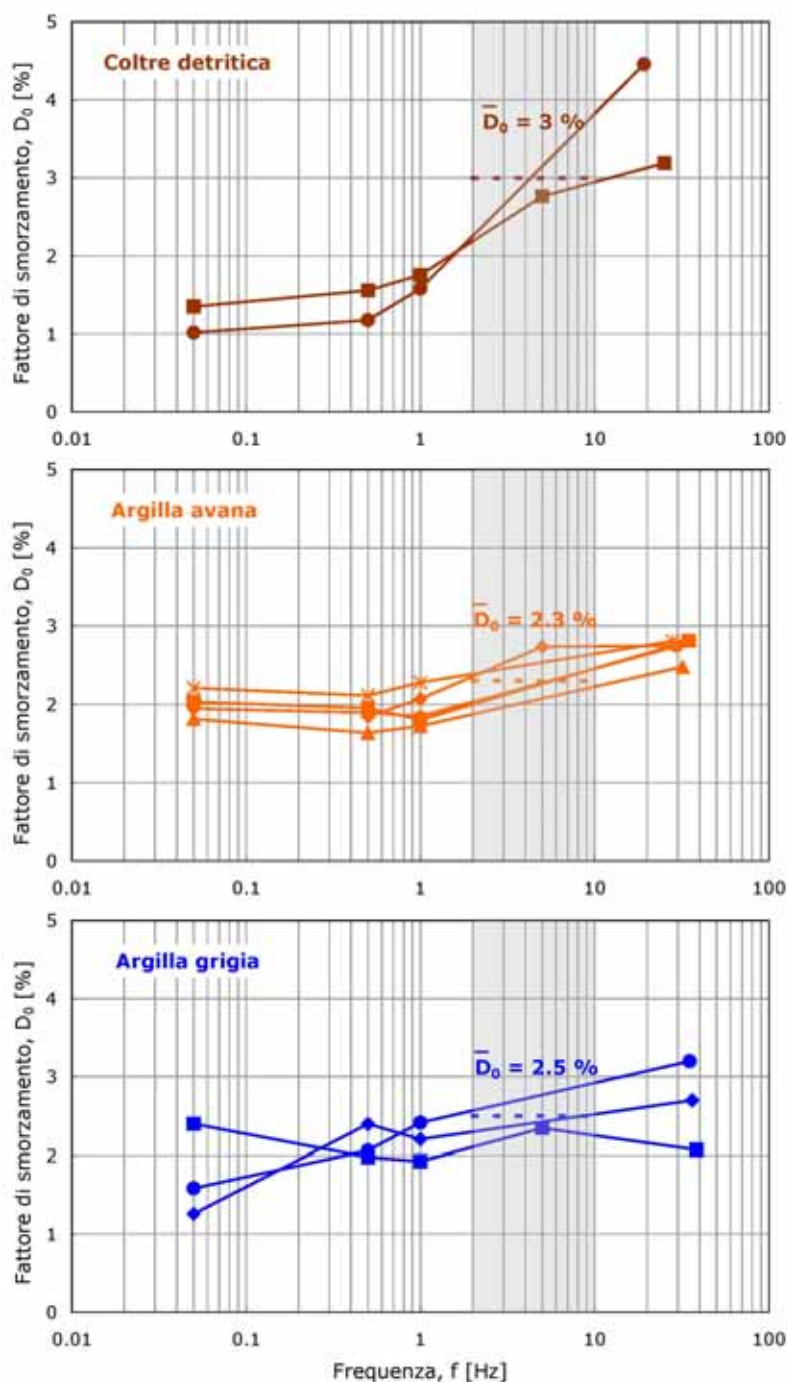


Figura 5.17 - Fattore di smorzamento iniziale in funzione della frequenza da prove RC e TS eseguite su campioni di coltre detritica (a) e di argille avana (b) e grigia (c) (Silvestri, 2005).

I parametri del flysch sono stati stimati a partire dalle velocità delle onde S misurate in una prova DH, spinta sino a 40 metri (denominata PAS1-6 in Figura 4.19), eseguita recentemente in prossimità della chiesa per un'indagine sui danni subiti dal manufatto a seguito del sisma. I risultati di tale prova (cfr. §4.3.1.1) sono altresì riportati con linea tratteggiata verde in Figura 5.15 in termini di velocità delle onde S misurate; a partire da tale profilo è stato possibile individuare una serie di tre strati di materiale da più alterato, in superficie, fino a più integro, in profondità, cui sono attribuite rispettivamente le medie delle velocità misurate. Il coefficiente di Poisson è stato assunto costante a tratti, a partire dai valori di velocità delle onde P (cfr. Figura 4.22) che dai 17 ai 40 m, praticamente nel terzo strato, si attestano su valori dell'ordine di 3200m/s.

In assenza di indicazioni sperimentali, il fattore di smorzamento dell'unità flyschoidale è stato assunto costante con la deformazione, pari allo 0.5%, valore tipico per rocce tenere. Tale valore corrisponde, peraltro, a quello assegnato al flysch di San Giuliano di Puglia nello studio di microzonazione sismica condotto dal D.P.C. (Baranello *et al.*, 2003).

Nella Tabella 5.1 sono quindi riassunte le proprietà fisico-meccaniche di interesse per le analisi numeriche della risposta sismica locale. Come detto, le velocità V_S e V_P nelle argille sono assunte variabili con la profondità, in modo tale che ne risulti costante il rapporto α e quindi il coefficiente di Poisson ν . Mentre le caratteristiche del flysch di Faeto sono state considerate costanti a tratti e lineari (indipendenti dalla deformazione tangenziale γ).

Tabella 5.1 - Proprietà fisico-meccaniche del modello eterogeneo di sottosuolo.

	γ [kN/m ³]	V_S [m/s]	ν	V_P [m/s]	D_0 [%]	$G(\gamma)/G_0$	$D(\gamma)$
Coltre detritica	19.60	122.4	0.493	1010	3.0	curve R-O in Figura 1.15	
Argilla avana	21.15	Eq. 5.13	0.489	$f(V_S, \nu)$	2.3		
Argilla grigia	21.20	Eq. 5.14	Eq. 5.15	$f(V_S, \nu)$	2.5		
Flysch di Faeto 1		400	0.456	1400		lineare	
Flysch di Faeto 2	22.00	800	0.443	2500	0.5		
Flysch di Faeto 3		1350	0.392	3200			

6. VALIDAZIONE DEI MODELLI

Attraverso il programma agli elementi finiti QUAD4M (§A.3) sono state eseguite analisi visco-elastiche lineari equivalenti 2D in termini di tensioni totali. Queste sono state dapprima finalizzate allo studio della risposta dei modelli proposti al §5 a segnali sintetici di tipo *wavelets* (§6.1), poi alle registrazioni di *aftershocks* registrati dalla rete accelerometrica mobile DPC a San Giuliano di Puglia (§6.2), ed infine alle simulazioni di scenario relative al *mainshock* del 31 ottobre (§7).

Nelle elaborazioni numeriche i nodi della frontiera inferiore, assimilata ad un semispazio assorbente attraverso smorzatori viscosi, sono soggetti al moto (sincrono) di riferimento, definito mediante le componenti orizzontali, proiettate nel piano della sezione, e verticali. I nodi delle frontiere laterali sono invece liberi di muoversi in direzione orizzontale ed a spostamento verticale impedito.

La generazione dei reticoli, caratterizzati da elementi triangolari, è stata eseguita attraverso il *software* GID8 (CIMNE, 2006). La scelta di utilizzare elementi triangolari è stata condizionata dal numero elevato di nodi ed elementi. La discretizzazione con elementi triangolari consente inoltre una efficace modellazione della variazione geometrica del contatto deposito-basamento, così come delle irregolarità della superficie topografica e dei contatti stratigrafici.

L'altezza massima degli elementi dei reticoli, h_{MAX} , per tutti i materiali considerati (Tabella 5.1) è stata fissata in accordo con la nota relazione di Lysmer e Kuhlemeyer (1969):

$$h_{MAX} \leq \frac{V_s}{8f_{MAX}} = \frac{V_s}{100} \quad \text{Equazione 6.1}$$

In tale espressione f_{MAX} rappresenta la frequenza massima riproducibile dal modello ed anche la massima che deve possedere l'*input* sismico per non inficiare i risultati delle elaborazioni. La frequenza massima è stata in questo caso posta pari a 12Hz.

Le analisi di taratura del codice QUAD4M eseguite da Pagliaroli (2006), nel caso di una *mesh* a proprietà omogenee con un canyon o un rilievo al centro, a causa della mancanza di confini laterali assorbenti, hanno evidenziato che dopo l'arrivo dell'onda diretta sulla superficie dell'irregolarità topografica, le storie accelerometriche esibiscono una serie di onde successive riflesse dai confini laterali del dominio. L'influenza delle onde riflesse artificialmente ai bordi del modello è intuitivamente tanto più sensibile quanto più è basso lo smorzamento

dei materiali. Queste analisi hanno evidenziato che, nel caso di $D=2\%$, una distanza di 500m è più che sufficiente per rendere trascurabili le onde riflesse dai bordi.

Le citate analisi di taratura di Pagliaroli (2006) hanno peraltro riconosciuto effetti di riflessione alla base del modello. In generale è affermato che, quando la distanza tra la base del modello e la base del canyon circolare si sviluppa per circa tre volte la dimensione dell'irregolarità topografica, la risposta si stabilizza e la soluzione analitica viene approssimata in maniera soddisfacente. Probabilmente ciò si verifica perché, all'aumentare della suddetta distanza, diminuiscono le interazioni tra il segnale applicato e il campo d'onda riflesso dalla base del canyon. Però, a differenza di un deposito di terreno, nel caso di un canyon (cfr. Figura 2.12c) la riflessione delle onde alla sull'irregolarità topografica è completa. Sulla base di tali risultati, per i tre modelli di sottosuolo di riferimento (Figura 5.2, Figura 5.3 e Figura 5.4), ne è conseguita la necessità di estendere i domini di analisi sia lateralmente (verso N e S), per oltre 600m dal contatto flysch-argille, e sia verso il basso.

I reticoli dei modelli Basin e Wedge (Figura 6.1 e Figura 6.2) sono stati costruiti per primi, ma ci si è trovati di fronte all'impossibilità di poter ampliare adeguatamente tali domini, perché altrimenti non sarebbe stato possibile eseguire le analisi con un normale *personal computer*¹. Attraverso GID8 sono stati generate le *mesh*, nelle quali gli elementi triangolari sono caratterizzati da un rapporto tra larghezza ed altezza prossimo ad 1. Per raggiungere l'estensione laterale adeguata ad evitare la riflessione delle onde dai bordi, a questi modelli, tramite una *routine* MatLab, è stata modificata la coordinata orizzontale dei nodi tra le progressive -400 e 200m e tra 1500 e 2000 (cfr. Figura 6.1 e Figura 6.2), mantenendo il rapporto tra larghezza ed altezza di ciascun elemento inferiore a 3. Per il modello Anvil (Figura 6.3) è stata usata una tecnica differente, esso è stato ricostruito all'origine deformato, con un rapporto tra altezza e larghezza pari a 3:1. Quindi, mediante GID8 è stato generato il reticolo, e successivamente la *routine* MatLab è stata applicata all'intero modello. Anche in questo caso, quindi, il rapporto di forma di ciascun elemento è stato mantenuto inferiore a 3.

¹ Infatti le *mesh* dei modelli Basin Wedge ed Anvil utilizzate nelle simulazioni numeriche sono composte di un numero di elementi triangolari e di nodi compresi rispettivamente nei campi $18000 \div 23000$ e $35000 \div 45000$. Queste richiedono disponibilità *hardware* di almeno 1GB di RAM, ed uno sforzo computazionale di circa 12 ore per processare 50 secondi di accelerogramma mediante un Intel Centrino *monocore* da 2GHz, quindi al limite delle capacità di un normale PC odierno. Peraltro QUAD4M non è compilato per funzionare con un multiprocessore.

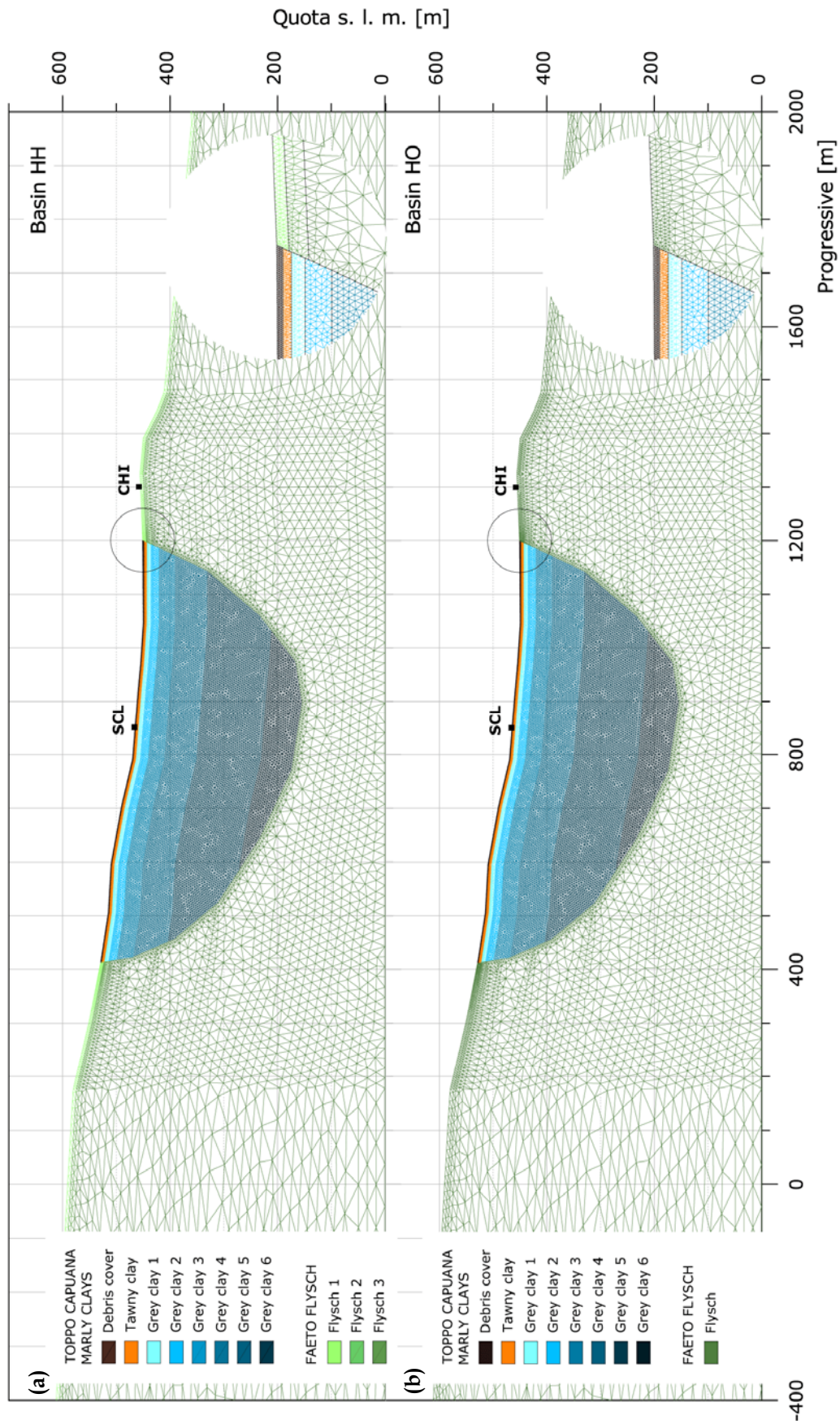


Figura 6.1 - Modello Basin con flysch eterogeneo (a) ed omogeneo (b).

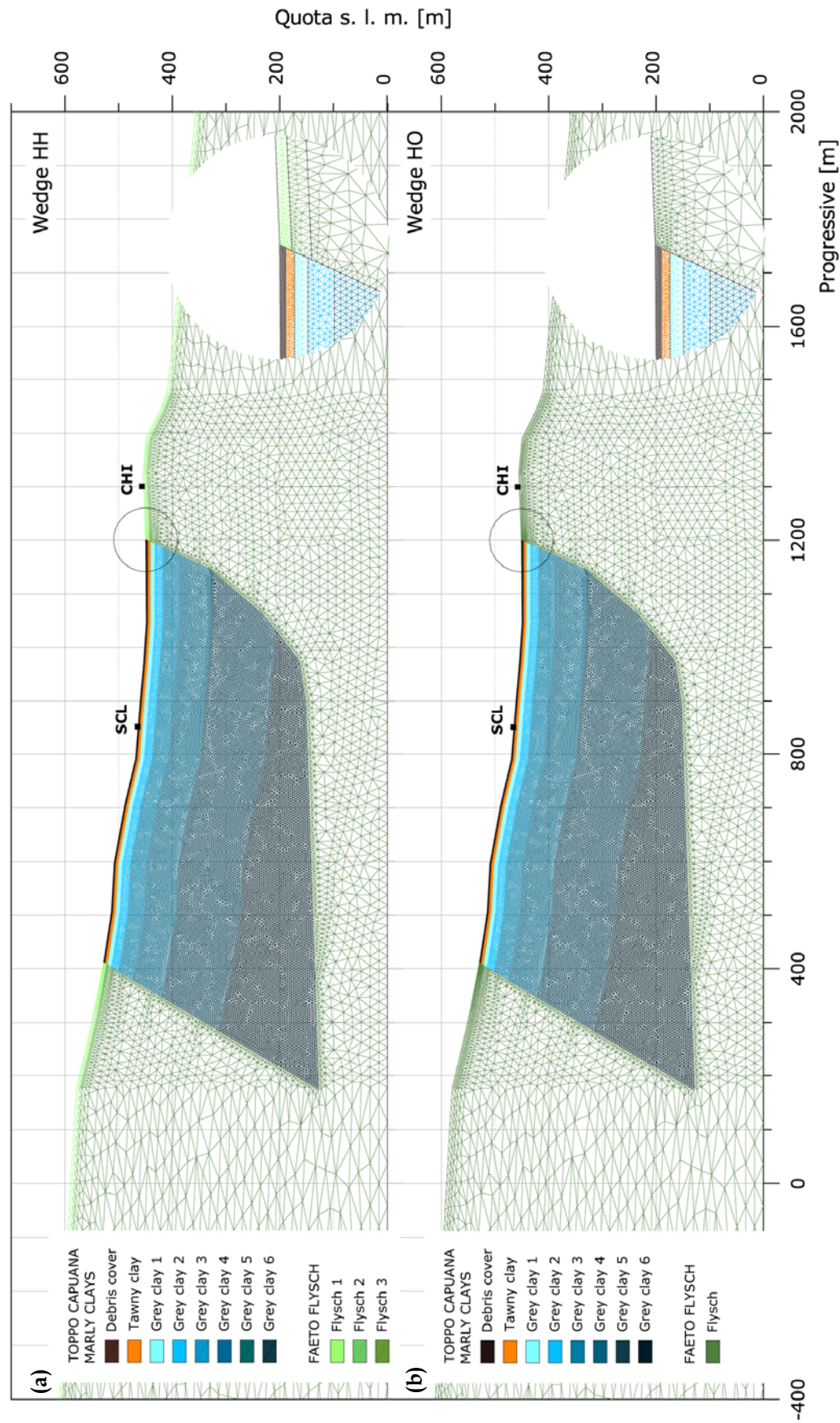


Figura 6.2 - Modello Wedge con flysch eterogeneo (a) ed omogeneo (b).

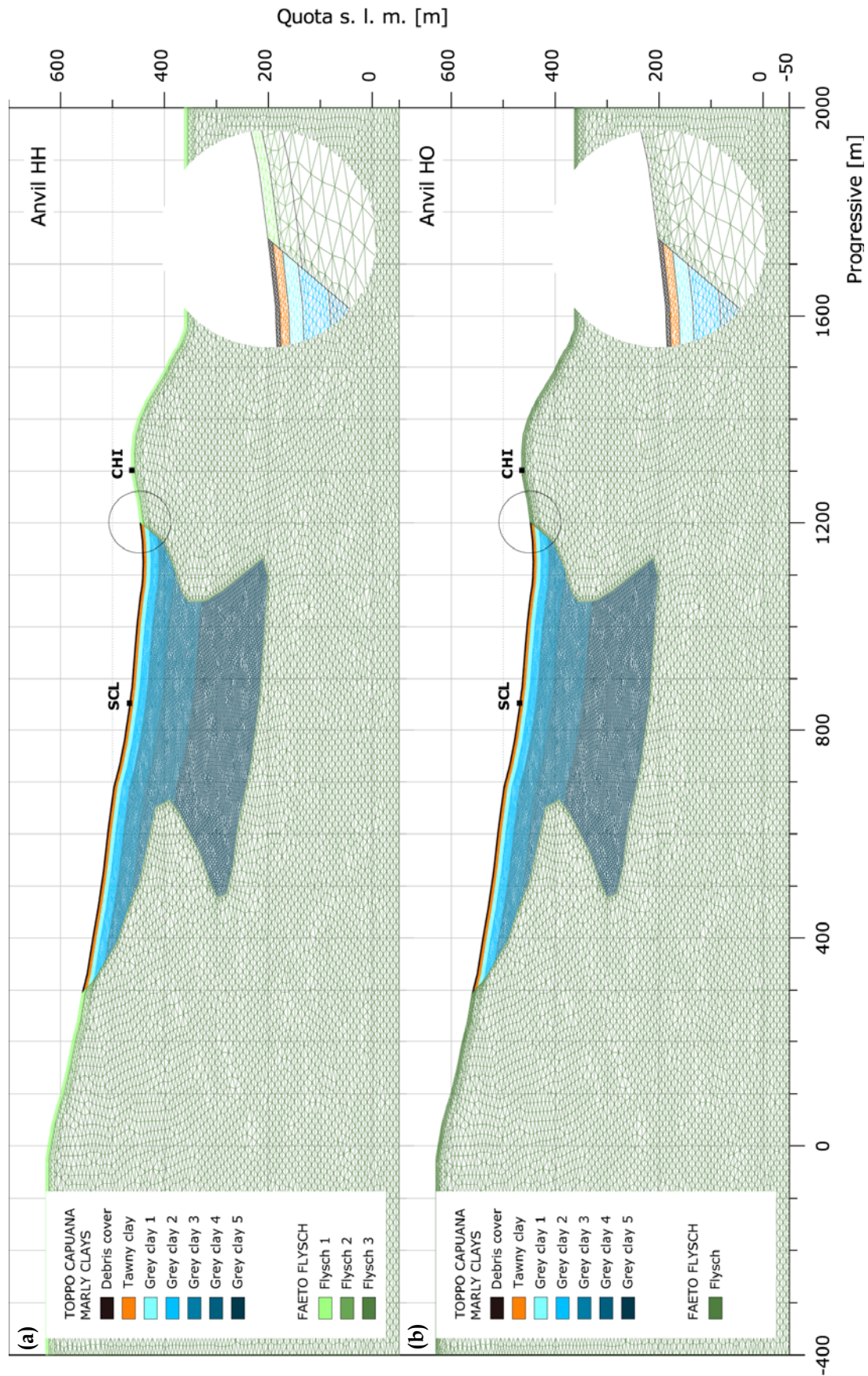


Figura 6.3 - Modello Anvil con flysch eterogeneo (a) ed omogeneo (b).

Il procedimento applicato al reticolo del modello Anvil ha permesso di ridurre di circa i 2/3 il numero di elementi rispetto a quelli dei modelli Basin e Wedge. In tal modo è stato possibile estendere il modello Anvil sia lateralmente, per oltre 800m dal deposito argilloso, e sia verso il basso, per circa il doppio dello spessore del deposito fino alla quota di -50m s. l. m., come è mostrato in Figura 6.3. Inoltre, nel modello Anvil è stata ridotta l'altezza massima verticale degli elementi del reticolo grossomodo di un fattore pari a 2, rispetto al valore calcolato con l'Equazione 6.1; ciò perché le elaborazioni numeriche eseguite con i modelli Basin e Wedge hanno evidenziato delle limitazioni nella riproduzione di frequenze superiori a circa 7Hz (cfr. Puglia *et al.*, 2007; Costanzo *et al.*, 2007).

Il codice QUAD4M è stato preferito a FLAC 5.0 (Itasca, 2005), che opera alle differenze finite con analisi non lineari in modalità disaccoppiata tra tensioni efficaci e neutre. La scelta è stata determinata da tre ragioni:

- le azioni sismiche considerate non inducono, come si vedrà, fenomeni deformativi permanenti, nè di entità tale da far presagire una rilevante variazione delle pressioni interstiziali nei terreni argillosi;
- poiché questi ultimi sono molto sovraconsolidati, l'azione sismica potrebbe tutt'al più indurre un comportamento dilatante, e quindi una diminuzione, a vantaggio di sicurezza, della pressione interstiziale;
- date la dimensione dei modelli e le proprietà geotecniche dei terreni (V_s fino a 122m/s), le elaborazioni mediante FLAC non sarebbero state gestibili attraverso un normale PC, ma avrebbero richiesto l'utilizzo di strumenti di calcolo più potenti.

6.1 Risposta a segnali sintetici (wavelets)

Un primo obiettivo in fase di calibrazione dei modelli è stato quello di individuare i principali caratteri geometrici dei campi d'onda associati ai tre diversi modelli considerati (Basin, Wedge e Anvil). A tal fine sono state eseguite alcune analisi preliminari della risposta in superficie a 3 *wavelets* di tipo Ricker con ampiezza di 0.01g e frequenza caratteristica pari a 0.5, 2.0 e 5.0Hz (Figura 6.4); tali *input* sismici sono applicati come sola componente orizzontale alla base dei tre modelli di sottosuolo, considerati omogenei in termini di proprietà dei terreni. Queste sono riportate in Tabella 6.1; si noti che, a differenza di quanto effettivamente misurato, lo smorzamento D_0 è stato posto per entrambi i terreni

pari allo 0.5%, per poter meglio osservare gli effetti dovuti alla geometria del deposito argilloso. Le simulazioni numeriche sono state eseguite in campo lineare, cioè senza considerare la variazione con le deformazione del modulo di rigidezza tangenziale e dello smorzamento.

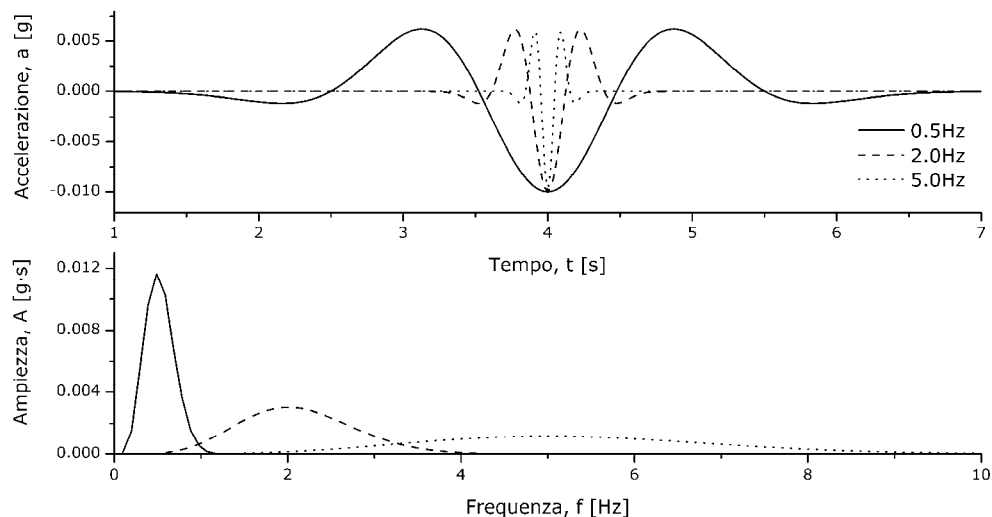


Figura 6.4 - Accelerogrammi (a) e spettri di Fourier (b) relativi a 3 *Ricker wavelets*.

Tabella 6.1 - Proprietà attribuite al modello flysch omogeneo - argilla omogenea (OO).

	γ [kN/m ³]	V_s [m/s]	D_0 [%]	ν	V_P [m/s]
Marne argillose di Toppo Capuana	21.2	440	0.5	0.477	2100
Flysch di Faeto	22.0	1350		0.373	3000

Le frequenze caratteristiche dei *wavelets* sono state scelte sulla base di considerazioni relative sia al contenuto in frequenza degli *aftershocks* registrati dalla rete accelerometrica mobile di San Giuliano di Puglia e sia alle ipotesi su profondità e geometria del deposito argilloso. Il *wavelet* con frequenza caratteristica di 0.5Hz vuole indagare il comportamento dei modelli di sottosuolo per frequenze prossime alla prima frequenza di risonanza del deposito argilloso. Secondo uno schema monodimensionale in campo lineare, questa è espressa come è noto dalla relazione $f_1 = V_s/4H$. Considerando una V_s media nel deposito di 440m/s ed un percorso medio delle onde nell'unità argillosa fino al centro urbano pari a circa 250m, la relazione indica una frequenza fondamentale pari a circa 0.5Hz. Il contenuto energetico a tali frequenze degli *aftershocks* - ed anche del *mainshock* simulato - è però molto basso. Il valore di 5.0Hz rappresenta la frequenza predominante media dei moti registrati dalle stazioni accelerometriche mobili DPC a San Giuliano di Puglia (cfr. §A.2). La frequenza caratteristica di

2.0Hz è un valore intermedio tra i primi due, ed è peraltro caratterizzata da un significativo contenuto di energia nelle registrazioni DPC.

Le sezioni sismiche mostrate in Figura 6.5, Figura 6.6 e Figura 6.7 consentono di ottenere un'efficace "immagine" del campo d'onda riflesso e rifratto dall'irregolarità stratigrafica. I profili dell'accelerazione di picco in superficie (Figura 6.5a, Figura 6.6a e Figura 6.7a), all'aumentare della frequenza caratteristica del *wavelet* mostrano:

- un'amplificazione del moto di *input* sempre meno regolare; probabilmente perché, al diminuire della lunghezza d'onda, aumentano i fenomeni di interferenza e di conversione modale;
- fenomeni di de-amplificazione delle ampiezze rispetto all'*input*, in particolare ai bordi dei modelli; ciò sembra confermare che l'interferenza può essere anche "distruttiva".

Tali profili mostrano poi una maggiore focalizzazione delle onde nella zona Nord del centro urbano per il modello Wedge. Gli altri due modelli si comportano pressappoco allo stesso modo, amplificando il moto in superficie nella parte centrale del deposito di marne argillose.

L'esame dei sismogrammi (Figura 6.5b-c, Figura 6.6b-c e Figura 6.7b-c) non sempre consente di distinguere in modo chiaro tra arrivi di onde di tipo SV e di Rayleigh. Del resto il modello Basin è caratterizzato da un rapporto di forma tra semilarghezza e profondità, di poco inferiore all'unità, e da un contrasto di impedenza sismica pari a 3.2; secondo il grafico di Bard e Bouchon, 1985 riportato in Figura 2.11, questo implica che sulla superficie le onde di taglio e le onde di Rayleigh arrivano grossomodo nel medesimo istante ed interferiscono tra loro. Osservando in particolare la Figura 6.7c, per il modello Basin sembra di riconoscere, dopo l'arrivo delle SV sul flysch di Faeto in superficie, la generazione di onde di Rayleigh dai bordi verso il centro del deposito argilloso. Queste vanno a sovrapporsi con le SV rifratte generate all'interfaccia flysch-argille in profondità. Se si aggiunge a tale effetto quello di focalizzazione delle onde dovuto alla forma del deposito argilloso, è ovvio rilevare per il modello Basin forti amplificazioni nell'area della scuola. Come si può notare in Figura 6.5a, Figura 6.6a e Figura 6.7a, tali amplificazioni si verificano con fattori superiori a 2 alle frequenze 2.0 e 5.0Hz, mentre sono più blande a basse frequenze, a 0.5Hz corrisponde infatti un fattore inferiore a 2.

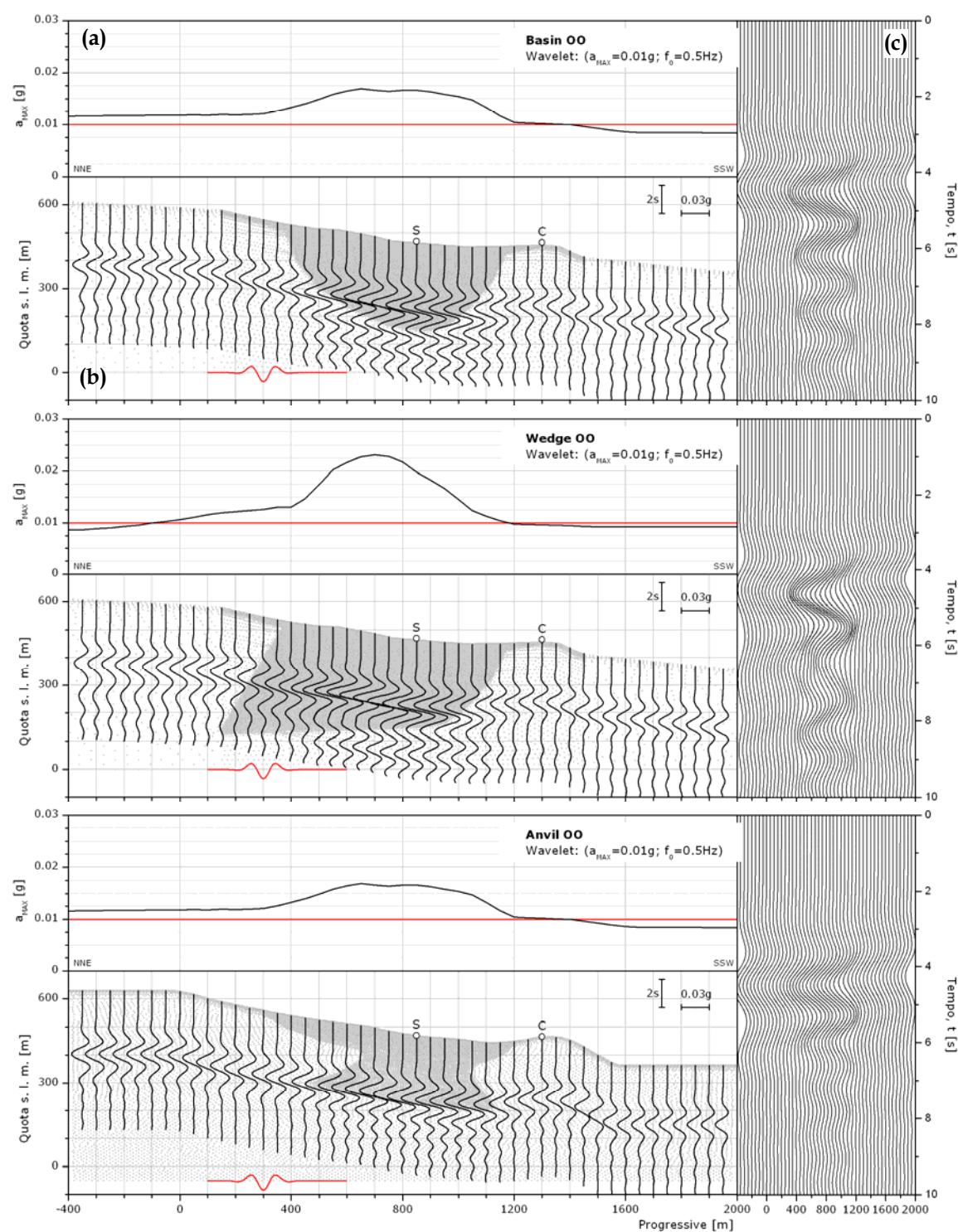


Figura 6.5 - Accelerazioni massime (a) ed accelerogrammi (b, c) indotti in superficie dal *Ricker wavelet* con frequenza caratteristica (f_0) di 0.5Hz, nelle tre ipotesi sulla geometria del *bedrock*.

Nel modello Wedge, nella zona Nord dell'affioramento del flysch di Faeto, si può osservare, in modo più chiaro nei sismogrammi indotti dal *wavelet* a 5.0Hz, la maggiore attenuazione delle onde SV dirette, dovuta al percorso più lungo compiuto da esse per raggiungere la superficie; si vedono inoltre in modo assai

distinto le onde di Rayleigh nella zona Nord del deposito, che vanno ad incontrare il treno di onde SV rifratto alla base del contatto flysch-argilla già alla progressiva 600m.

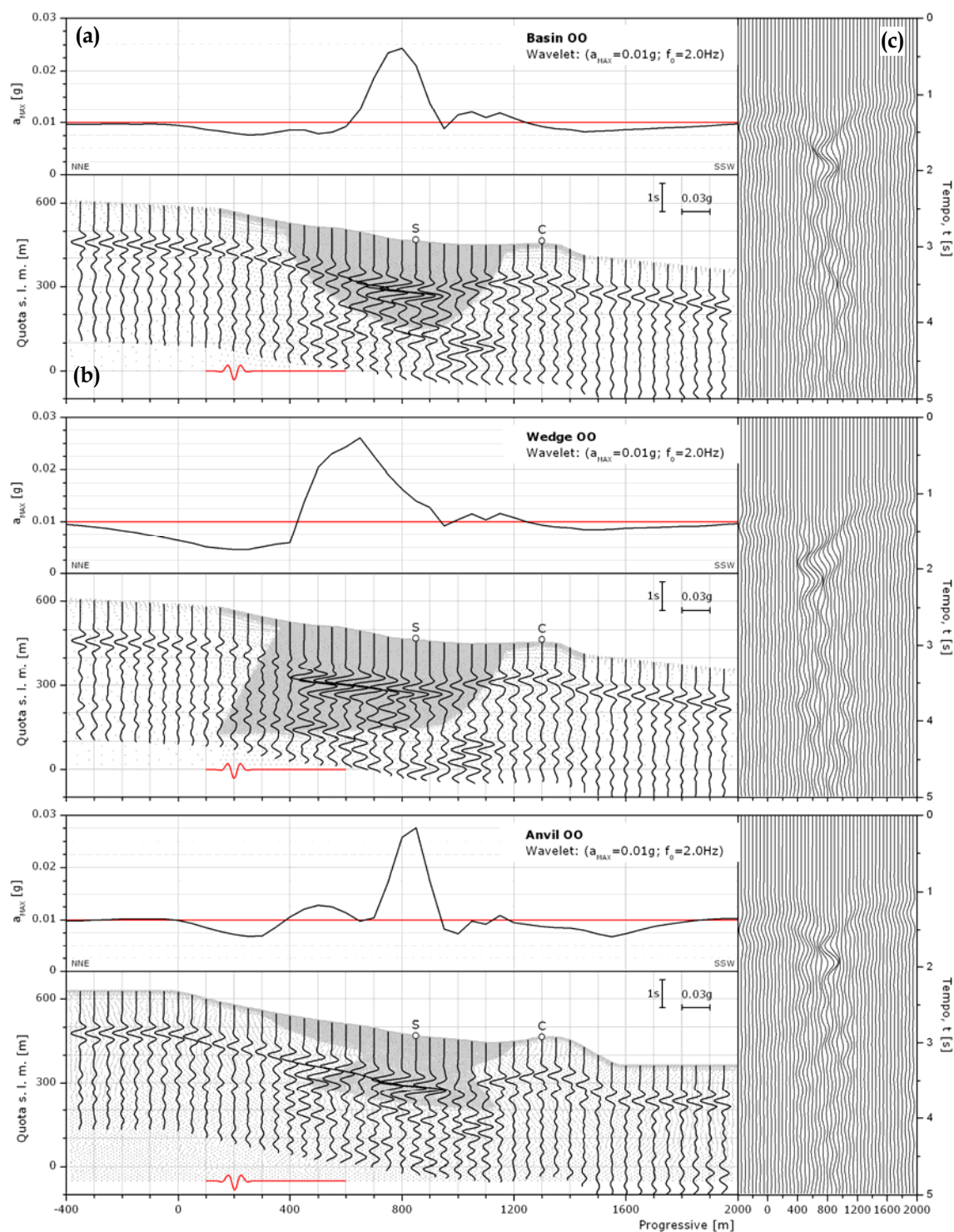


Figura 6.6 - Accelerazioni massime (a) ed accelerogrammi (b, c) indotti in superficie dal *Richter wavelet* con frequenza caratteristica (f_0) di 2.0Hz, nelle tre ipotesi sulla geometria del *bedrock*.

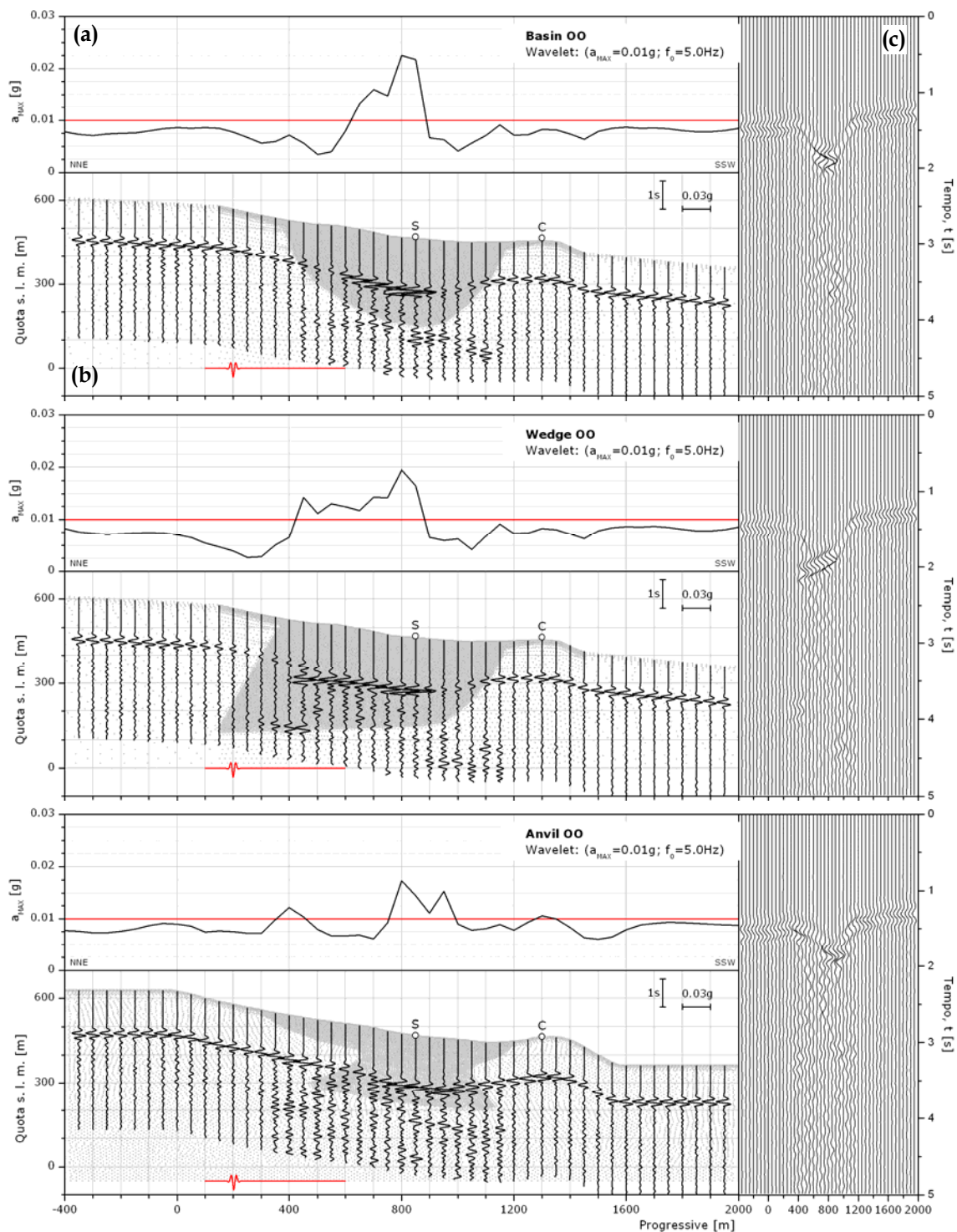


Figura 6.7 - Accelerazioni massime (a) ed accelerogrammi (b, c) indotti in superficie dal *Ricker wavelet* con frequenza caratteristica (f_0) di 5.0Hz, nelle tre ipotesi sulla geometria del *bedrock*.

Il comportamento del modello Anvil può dirsi abbastanza simile a quanto osservato per il Basin; in questo caso, osservando i sismogrammi scaturiti dalla simulazione del *Ricker wavelet* a 5.0Hz, sembrano anche per questo modello

esservi sovrapposizioni tra onde SV rifratte e di Rayleigh, soprattutto nella zona centrale del deposito argilloso.

In definitiva, secondo la definizione di Bard e Bouchon (1985) tutti i modelli omogenei possono essere considerati delle valli profonde (cfr. §2.2), e sono quindi caratterizzati da un'elevata interferenza tra onde SV ed onde di Rayleigh. Tale interferenza rende molto ardua la distinzione tra i due tipi di onde nei sismogrammi simulati in superficie.

I sismogrammi di Figura 6.5c mostrano che la frequenza di 0.5Hz è prossima a quella fondamentale del deposito (ciò si nota in particolare per il modello Basin). A questa frequenza corrisponde infatti un moto sincrono del terreno in tutti i punti della valle, ma non sembra essere associata al massimo dell'amplificazione spettrale, come invece è stato osservato da Bard e Bouchon (1985) e da Tucker e King (1984). Le simulazioni numeriche evidenziano che l'amplificazione è più elevata a frequenze maggiori di quella fondamentale (cfr Figura 6.5a, Figura 6.6a e Figura 6.7a); probabilmente perché, quando il terreno non è più in fase, per queste geometrie, sono predominanti gli effetti di focalizzazione.

Un'altra considerazione che si può trarre dai sismogrammi (Figura 6.5b-c, Figura 6.6b-c e Figura 6.7b-c) è la persistenza del moto sismico nel deposito anche dopo l'arrivo delle onde SV e delle onde di Rayleigh. La causa di tale significativo incremento della durata del moto in superficie è il fenomeno di intrappolamento delle onde all'interno del deposito, che si verifica dopo circa 5.5s nei grafici relativi al *wavelet* a 0.5Hz e dopo 2.5s nei grafici corrispondenti ai *wavelets* a 2 e 5Hz². Allorché saranno utilizzati i reali fattori di smorzamento misurati nel deposito, questo incremento di durata sarà però sensibilmente limitato.

6.2 Risposta a segnali registrati (aftershocks)

Per valutare i modelli di sottosuolo proposti nel §5 è stata confrontata la risposta in superficie del codice Quad4M con le registrazioni eseguite dalla rete accelerometrica mobile DPC nei siti chiesa e scuola di San Giuliano di Puglia. Gli *input* sismici utilizzati nelle simulazioni sono stati gli *aftershocks* 030 e 040 (Figura 3.19) occorsi rispettivamente il 12 novembre alle ore 9.27 ($M_L=5.2$) ed il 2

² I sismogrammi rossi (Figura 6.5b, Figura 6.6b e Figura 6.7b) rappresentano i diversi *input* applicati alla base dei modelli; si noti che i picchi di accelerazione per i *wavelets* a 2 e 5Hz sono posizionati dopo 1s mentre nel caso del *wavelet* a 0.5Hz il picco è a 4s.

dicembre alle 20.52 ($M_L=4.0$). Tra le registrazioni DPC disponibili sono state selezionate queste due, per via del maggior risentimento al sito chiesa da esse indotto, in termini sia di accelerazioni di picco, sia di intensità di Housner (cfr. §3.3).

Il modello geotecnico di sottosuolo di riferimento nelle analisi FEM è quello proposto nel §5.3. Dopo una serie di analisi numeriche eseguite per valutare gli effetti delle proprietà attribuite ai terreni sulla risposta in superficie (cfr. Puglia *et al.*, 2007), si è deciso di eseguire le analisi secondo 2 differenti caratterizzazioni stratigrafiche di sottosuolo, denominate HO ed HH (cfr. Figura 6.1, Figura 6.2 e Figura 6.3). In entrambi i casi, l'unità argillosa è considerata stratificata (le proprietà per la modellazione attribuite a ciascuno strato sono riportate in Tabella 6.2), mentre il flysch nel modello HO è omogeneo (Tabella 6.3), e nel modello HH è stratificato (Tabella 6.4).

Gli *input* sismici applicati alla base dei modelli³ sono i segnali registrati dall'accelerometro DPC installato presso il sito chiesa. Il segnale originale fornito nell'ambito del Progetto S3, caratterizzato da un passo di campionamento di 0.005s è stato ricampionato a 0.02s con il *software* SeismoSignal (SeismoSoft, 2004); i motivi che hanno promosso tale scelta sono essenzialmente due:

- il campionamento a 0.02s, secondo la regola di Nyquist, permette di osservare frequenze di oscillazione della forzante sismica fino a 25Hz, quindi fornisce una banda adeguata a contenere le prime frequenze di risonanza delle strutture presenti in San Giuliano di Puglia nel 2002, edifici caratterizzati tipicamente da struttura portante in muratura a sacco su 2 o 3 livelli, ai quali nel "*Rapporto finale sulla Microzonazione Sismica del centro abitato di San Giuliano di Puglia*" (Baranello *et al.*, 2003) sono attribuiti periodi di risonanza compresi nell'intervallo 0.1÷0.5 secondi;
- la riduzione del numero di campioni della *time history* permette una notevole diminuzione dei tempi necessari per le simulazioni numeriche 2D.

Dopo il processo di ricampionamento, agli accelerogrammi sono stati inoltre applicati, sempre mediante SeismoSignal, un filtro *low-pass* tipo Butterworth a 20

³ I moti sismici di *input* orizzontale e verticale vengono applicati simultaneamente a tutti i nodi della base sotto forma di onde trasversali SV e/o onde di compressione P (*in plane motion*), hanno il significato fisico di un moto registrato su affioramento (*outcrop*) piano del basamento, e sono caratterizzati da una direzione di propagazione verticale. Quad4M richiede in input accelerogrammi registrati all'affioramento del *bedrock* in superficie (*outcrop*), quando, come in questo caso, il semispazio che sostiene alla mesh è configurato come trasmittente (opzione QUAD4M: *transmitting base*).

Hz ed una *baseline correction* di ordine 4, cioè un polinomio del quarto ordine per la correzione della deriva nel diagramma degli spostamenti.

Tabella 6.2 - Proprietà attribuite alla formazione delle marne argillose di Toppo Capuana (modelli HH e HO).

		H [m]	γ [kN/m ³]	V_S [m/s]	D_0 [%]	ν	V_P [m/s]
Toppo Capuana marly clays	Debris cover	2.4	19.6	122	3	0.493	1010
	Tawny clay	4.9	21.15	250	2.3	0.489	1700
	Grey clay 1	7.7		339		0.485	1970
	Grey clay 2	15		364		0.483	2000
	Grey clay 3	30	21.2	391	2.5	0.481	2050
	Grey clay 4	60		421		0.479	2100
	Grey clay 5	120		454		0.477	2160
	Grey clay 6	-		483		0.475	2210

Tabella 6.3 - Proprietà attribuite alla formazione del flysch di Faeto omogeneo (modelli HO).

	γ [kN/m ³]	V_S [m/s]	D_0 [%]	ν	V_P [m/s]
Faeto flysch	22.0	1350	0.5	0.392	3200

Tabella 6.4 - Proprietà attribuite alla formazione del flysch di Faeto eterogeneo (modelli HH).

		H [m]	γ [kN/m ³]	V_S [m/s]	D_0 [%]	ν	V_P [m/s]
Faeto flysch	Flysch 1	6.0		400		0.456	1400
	Flysch 2	11	22.0	800	0.5	0.443	2500
	Flysch 3	-		1350		0.392	3200

Successivamente, come era già stato fatto nel §3.3, è stato opportuno eseguire una proiezione dei moti sismici lungo le sezioni di riferimento, inclinate di 344° rispetto al Nord (cfr. Figura 5.1). In particolare, per mezzo dell'Equazione 3.1 sono state ricavate le componenti orizzontali degli *aftershocks* 030 (12 novembre, $M_L=5.2$) e 040 (2 dicembre, $M_L=4.0$) registrati nel sito chiesa e, per eseguire i confronti simulazioni-registrazioni, anche di quelli registrati al sito scuola.

Per una corretta applicazione della relazione di Lysmer e Kuhlemeyer (Equazione 6.1), agli accelerogrammi – ricampionati e proiettati lungo le sezioni di riferimento – sono applicati filtri *low-pass* a 12Hz tramite *software* Origin. Si è scelto di adottare tale *software* perché permetteva l'utilizzo di un filtro di tipo *box* – che in *low-pass* implica un netto taglio delle frequenze superiori a quella prefissata – e quindi l'eliminazione delle code generate utilizzando filtri diversi (ad esempio Butterworth con SeismoSignal). Dopo aver nuovamente applicato una *baseline correction* di ordine 4 con SeismoSignal, sono stati ottenuti gli

accelerogrammi di *input* per le analisi numeriche, di cui in Tabella 6.5 è riportato un confronto in termini di accelerazioni massime ed intensità di Housner calcolata nell'intervallo 0.1÷0.5Hz. Dal confronto tra la Tabella 6.5, la Figura 3.9 e la Figura 3.13 si può notare che la differenza tra le accelerazioni massime e le intensità di Housner prima e dopo la procedura di filtraggio a 12Hz dei segnali sismici è trascurabile.

Tabella 6.5 - Caratteristiche degli *input* sismici utilizzati nelle elaborazioni numeriche.

Date	hh:mm	M_L	Comp.	a_{MAX} [g]		AF	$SI_{0.1+0.5}$ [cm]		SIF
				CHI	SCL		CHI	SCL	
11/12	09:27	5.2	n344	0.0089	0.0349	3.91	0.380	1.430	3.76
			n344 dec.	0.0070			0.326		
			vert.	0.0040	0.0104	2.23	0.172	0.383	2.58
12/02	20:52	4.0	n344	0.0038	0.0093	2.56	0.097	0.331	3.36
			n344 dec.	0.0027			0.077		
			vert.	0.0023	0.0041	1.77	0.044	0.109	2.51

Il moto da applicare alla base dei modelli 2D QUAD4M nella condizione di flysch eterogeneo (Tabella 6.4), è la deconvoluzione in modalità *outcrop* delle registrazioni al sito chiesa relative ai due *aftershocks* prescelti. Questa operazione è stata eseguita mediante il codice 1D ProShake (EduPro Civil System, 1998), per la sola componente orizzontale, in quanto questo programma non permette la simulazione numerica della componente verticale. La Tabella 6.5 riporta le caratteristiche di accelerazione massima e di intensità di Housner anche degli accelerogrammi deconvoluti (sigla 'n344 dec.'), che come si vede sono inferiori di circa il 20% rispetto ai corrispondenti valori registrati.

Quindi gli *input* sismici da applicare alla base dei modelli con stratificazione eterogenea-omogenea (HO) sono gli accelerogrammi in Figura 6.8a,c per l'evento del 12 novembre, e in Figura 6.8d,f per l'evento del 2 dicembre; mentre nei modelli HH, dove la caratterizzazione meccanica del flysch è eterogenea, gli *input* sono gli accelerogrammi in Figura 6.8b,c per l'evento del 12 novembre, e in Figura 6.8e,f per l'evento del 2 dicembre.

I relativi spettri di risposta in Figura 6.9, calcolati con smorzamento del 5%, mostrano che il periodo predominante dell'evento del 12 novembre (0.18s, cioè 5.5Hz) è leggermente superiore a quello dell'evento del 2 dicembre (0.16s, cioè 6.25Hz). Nel complesso, il primo *aftershock* presenta un maggior contenuto energetico alle basse frequenze; ciò è probabilmente dovuto alla più bassa distanza epicentrale del secondo evento a San Giuliano di Puglia (cfr Figura 3.19).

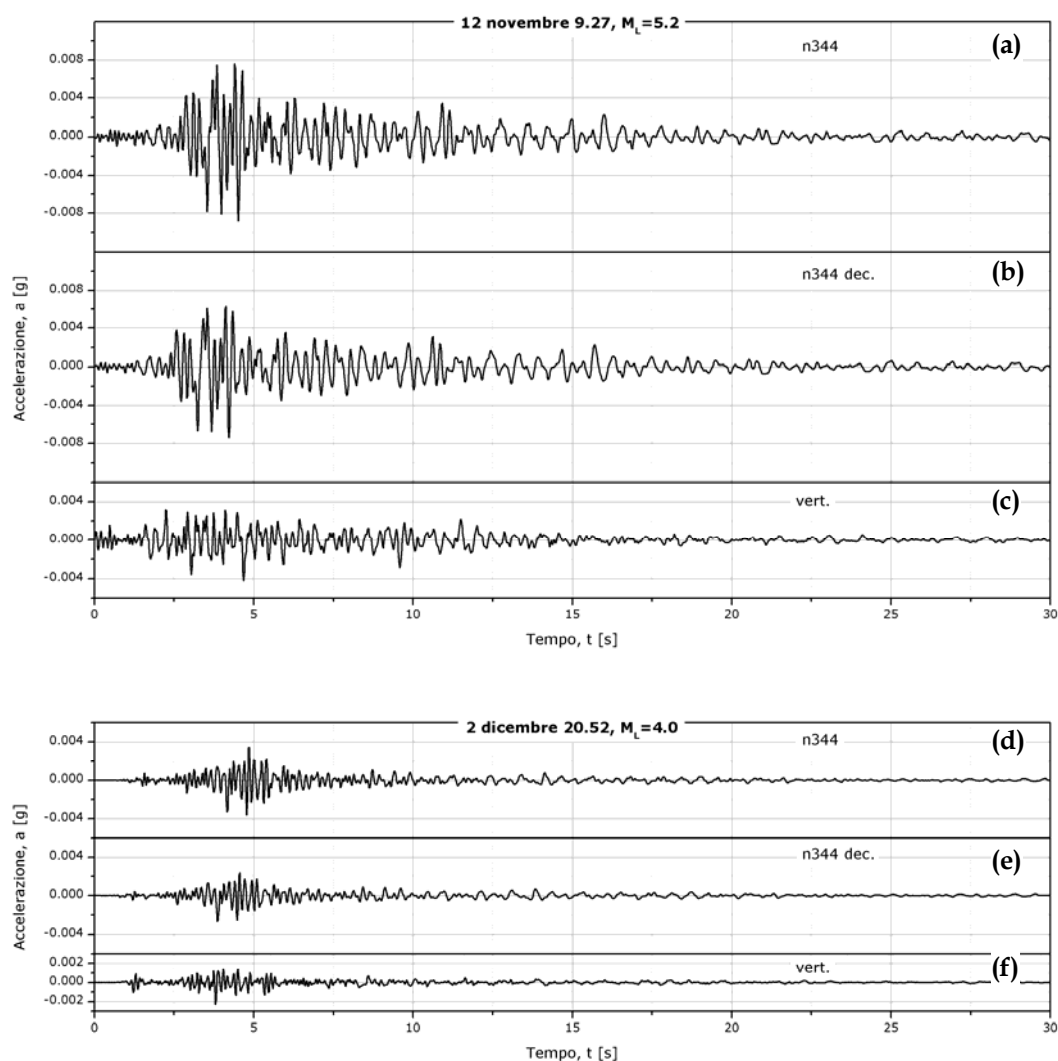


Figura 6.8 - Storie temporali relative ai segnali registrati dalla stazione accelerometrica mobile DPC al sito chiesa (filtrati in *low-pass* a 12Hz).

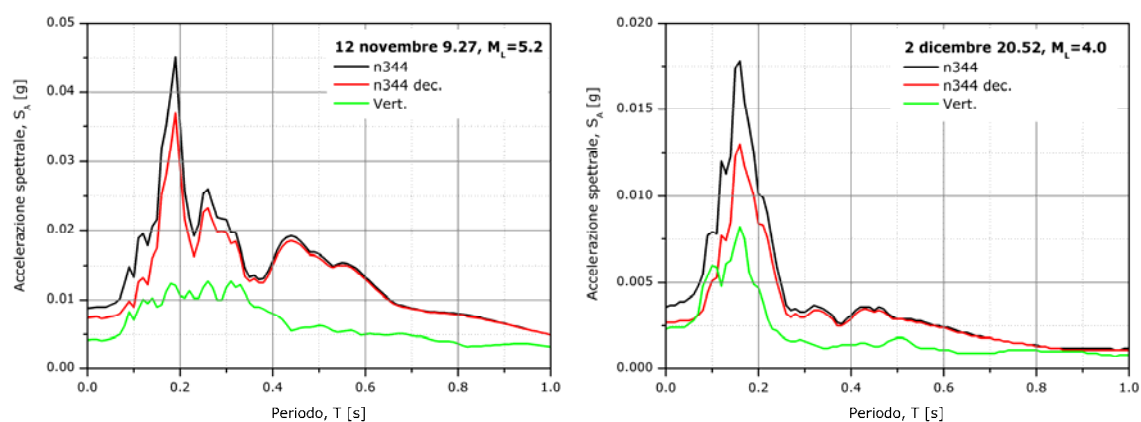


Figura 6.9 - Spettri di risposta relativi agli accelerogrammi di Figura 6.8.

I risultati delle simulazioni numeriche dell'evento del 12 novembre sono riportati in Figura 6.10 e Figura 6.11, in relazione ai modelli con flysch omogeneo (OH) ed eterogeneo (HH) rispettivamente. Le figure descrivono in doppia scala i profili in termini di accelerazioni massime (scala a dx) e di intensità di Housner (scala a sx) al suolo, dei tre modelli geometrici proposti, Basin (Figura 6.1), Wedge (Figura 6.2) ed Anvil (Figura 6.3), e ne offrono il confronto con i valori registrati dalla rete accelerometrica mobile DPC.

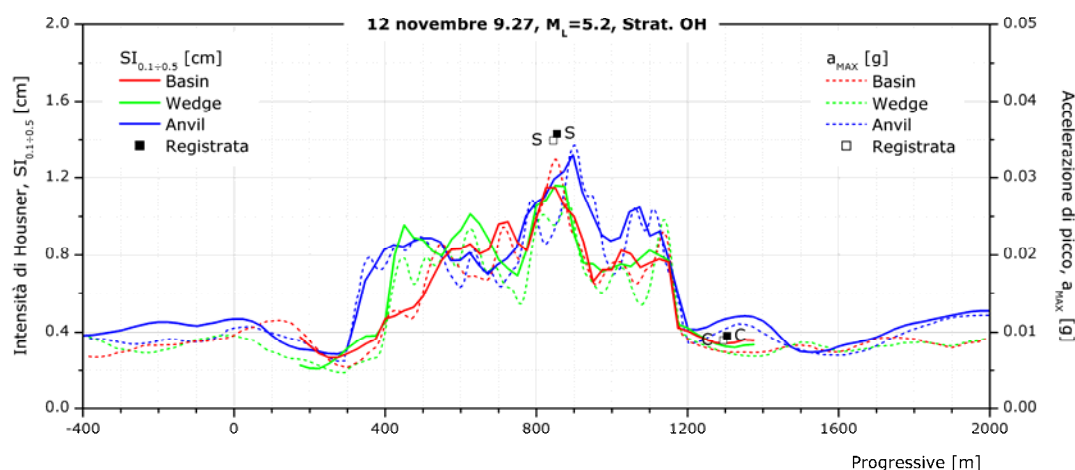


Figura 6.10 - Simulazioni numeriche dell'evento del 12 novembre per i tre modelli proposti con flysch omogeneo in termini di accelerazioni massime (scala a dx) ed intensità di Housner calcolata nell'intervallo $0.1 \div 0.5$ s (scala a sx).

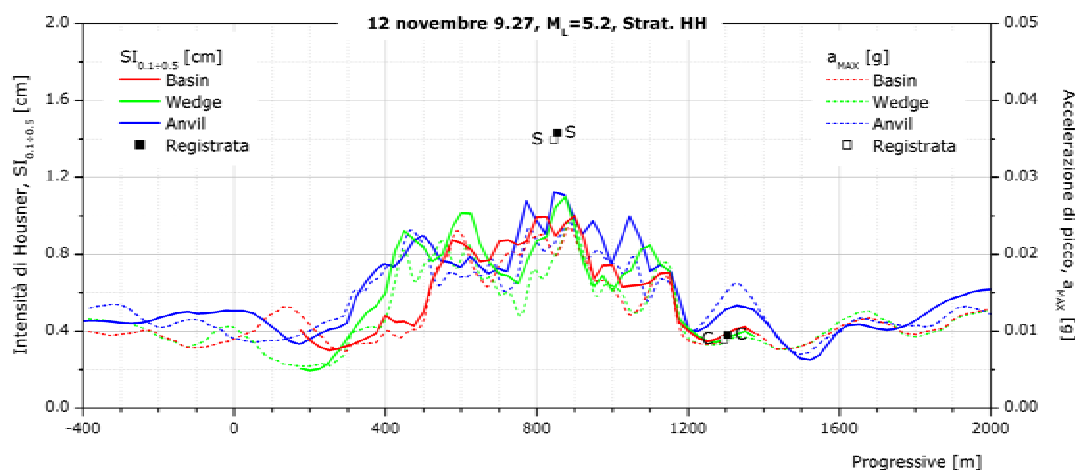


Figura 6.11 - Simulazioni numeriche dell'evento del 12 novembre per i tre modelli proposti con flysch eterogeneo in termini di accelerazioni massime (scala a dx) ed intensità di Housner calcolata nell'intervallo $0.1 \div 0.5$ s (scala a sx).

Al sito scuola sia i modelli con flysch omogeneo (Figura 6.10), sia quelli con flysch stratificato (Figura 6.11), forniscono una stima del moto sismico inferiore

alle registrazioni in termini sia di accelerazioni massime e sia di intensità spettrale. Tuttavia, i modelli OH sembrano riprodurre con migliore approssimazione i valori registrati.

La Figura 6.12 mostra le componenti orizzontali (n344) e la Figura 6.13 quelle verticali degli spettri di risposta calcolati e registrati nei siti chiesa (diagrammi superiori) e scuola (diagrammi inferiori). Le registrazioni accelerometriche sono rappresentate in nero e confrontate con i risultati delle simulazioni dei tre modelli geometrici (Basin, Wedge ed Anvil), nelle ipotesi di flysch omogeneo (diagrammi a destra) ed eterogeneo (diagrammi a sinistra).

Il modello Anvil con flysch stratificato sovrastima lo spettro di risposta delle componenti orizzontali al sito chiesa, che invece è più accuratamente riprodotto dai modelli Basin e Wedge (Figura 6.12a). Si osservi però che in queste due sezioni, la topografia al sito chiesa è relativamente pianeggiante (Figura 6.1 e Figura 6.2), mentre la sezione relativa al modello Anvil (traccia B-B' in Figura 5.1) non è allineata con le altre due sezioni e presenta un rilievo in corrispondenza della stazione chiesa che potrebbe aver favorito un'amplificazione topografica.

I modelli con flysch omogeneo sembrano invece approssimare abbastanza correttamente il contenuto in frequenza della registrazione al sito chiesa (Figura 6.12c), anche perché l'onda che si riflette sulla superficie topografica è di tipo SV diretta, cioè non subisce particolari modificazioni nel suo percorso fino in superficie, in quanto non incontra nessuna interfaccia nel suo percorso.

Ben più discriminante per la validazione dei modelli è la loro risposta al sito scuola. I modelli con flysch eterogeneo (Figura 6.12b) sottostimano quasi uniformemente il contenuto energetico del segnale per periodi fino a 0.4s ($f > 2.5\text{Hz}$); il modello Anvil sembra riuscire a cogliere in modo soddisfacente il periodo predominante della registrazione ($T_{P,REC} = 0.28\text{s}$; $T_{P,NUM} = 0.26\text{s}$), mentre i modelli Basin e Wedge riproducono al sito scuola il periodo predominante dell'*input*, pari a 0.19s. Al contrario, i modelli con flysch omogeneo (Figura 6.12d) mostrano un comportamento più prossimo ai valori registrati per periodi superiori a 0.2s (5Hz). A tale frequenza esibiscono, in particolare il modello Wedge, un picco di amplificazione che nella realtà non viene osservato, mentre nessun modello riesce poi a cogliere il picco a 0.12s (8Hz) dovuto probabilmente alla risonanza degli strati più superficiali⁴.

⁴ Per questo motivo la dimensione verticale degli elementi della mesh del modello Anvil è stata diminuita di circa un fattore 2 rispetto a quanto consigliato da Lysmer e Kuhlemeyer (1969).

La capacità dei modelli di riprodurre le componenti verticali sembra molto più limitata, soprattutto per il modello Anvil al sito scuola (Figura 6.13b,d), dove lo spettro simulato ha il medesimo ordine di grandezza di quello relativo alle orizzontali (cfr. Figura 6.12b,d). Sempre al sito scuola sembrano inoltre esserci rilevanti differenze alle basse frequenze tra registrazioni e simulazioni di tutti e tre i modelli geometrici, per entrambe le caratterizzazioni stratigrafiche del flysch (Figura 6.13b,d).

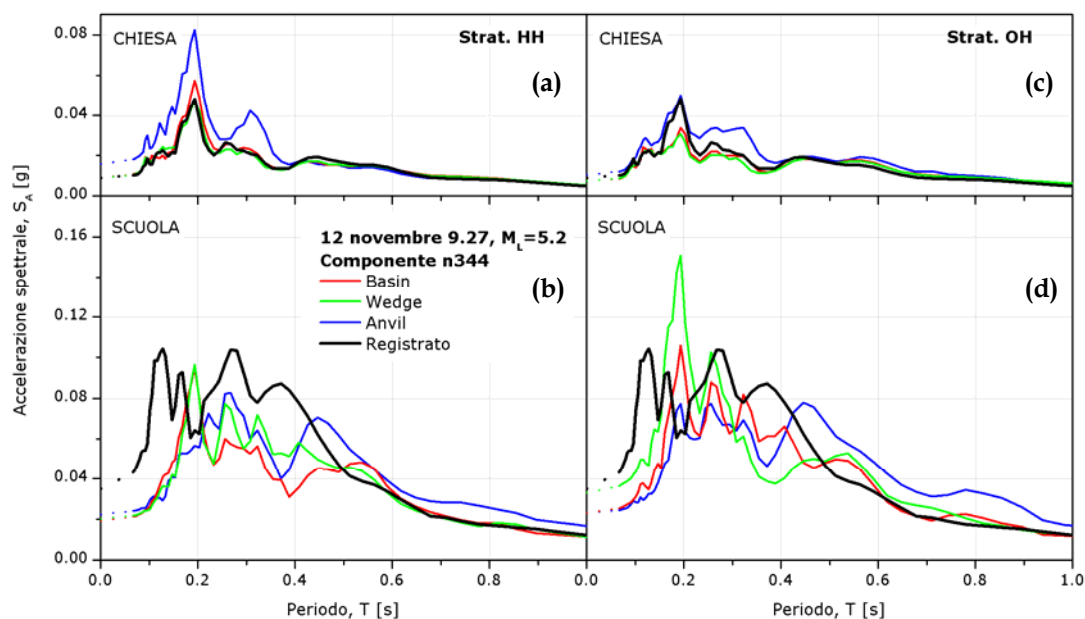


Figura 6.12 - Spettri di risposta registrati e simulati nei siti chiesa (a, c) e scuola (b, d) relativi alla componente n344 dell'*aftershock* del 12 novembre per i tre modelli proposti con flysch eterogeneo (a, b) ed omogeneo (c, d).

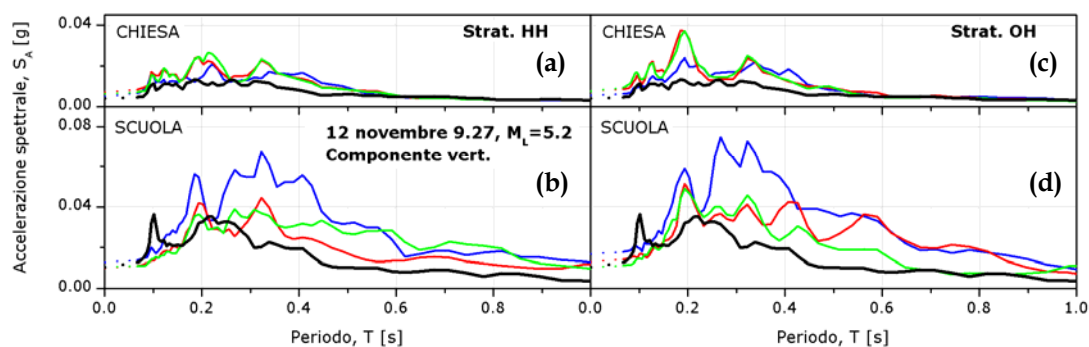


Figura 6.13 - Spettri di risposta registrati e simulati nei siti chiesa (a, c) e scuola (b, d) relativi alla componente verticale dell'*aftershock* del 12 novembre per i tre modelli proposti con flysch eterogeneo (a, b) ed omogeneo (c, d).

La simulazione numerica della risposta in superficie all' *aftershock* del 2 dicembre è rappresentata in Figura 6.14 (flysch omogeneo) e Figura 6.15 (flysch eterogeneo). Si può notare un comportamento più vicino alle registrazioni per i modelli geometrici Basin ed Anvil rispetto al modello Wedge, e ciò in termini sia di accelerazioni di picco e sia di intensità di Housner.

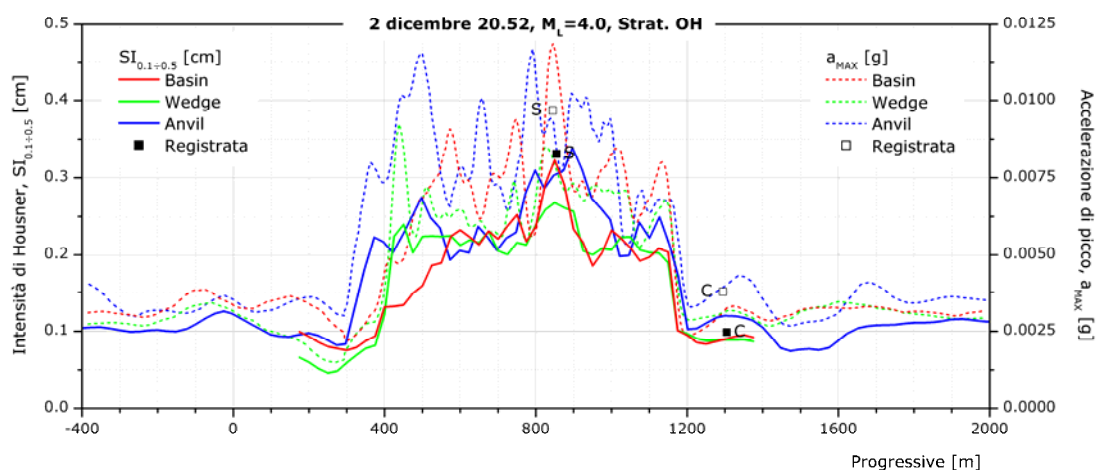


Figura 6.14 - Simulazioni numeriche dell'evento del 2 dicembre per i tre modelli proposti con flysch omogeneo in termini di accelerazioni massime (scala a dx) ed intensità di Housner calcolata nell'intervallo 0.1÷0.5s (scala a sx).

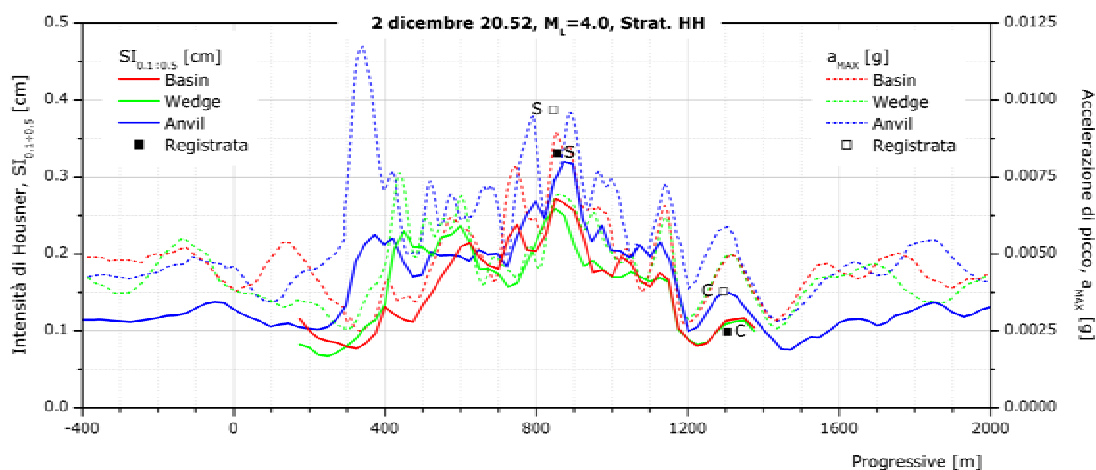


Figura 6.15 - Simulazioni numeriche dell'evento del 2 dicembre per i tre modelli proposti con flysch eterogeneo in termini di accelerazioni massime (scala a dx) ed intensità di Housner calcolata nell'intervallo 0.1÷0.5s (scala a sx).

Si osservi che lo spettro di risposta registrato al sito chiesa in occasione della scossa di assestamento del 2 dicembre a differenza di quello del 12 novembre presenta un minor contenuto energetico per periodi superiori a 0.2s (cfr. Figura 6.9). Tale caratteristica si riflette negli spettri simulati al sito scuola (Figura

6.12b,d e Figura 6.16b,d). Il differente contenuto in frequenza tra i due *aftershocks* adottati si riflette anche nei profili di Figura 6.15 e Figura 6.14, in quanto nel secondo *aftershock* le accelerazioni di picco risultano mediamente più amplificate rispetto alle intensità di Housner, che sono maggiormente affette dalle basse frequenze.

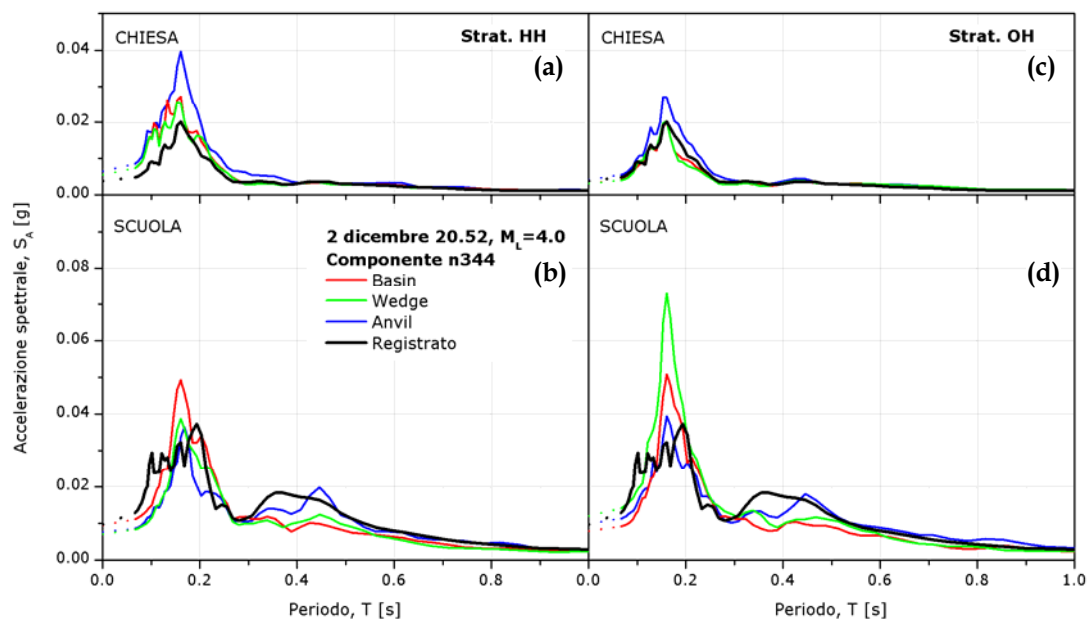


Figura 6.16 - Spettri di risposta registrati e simulati nei siti chiesa (a, c) e scuola (b, d) relativi alla componente n344 dell'*aftershock* del 2 dicembre per i tre modelli proposti con flysch eterogeneo (a, b) ed omogeneo (c, d).

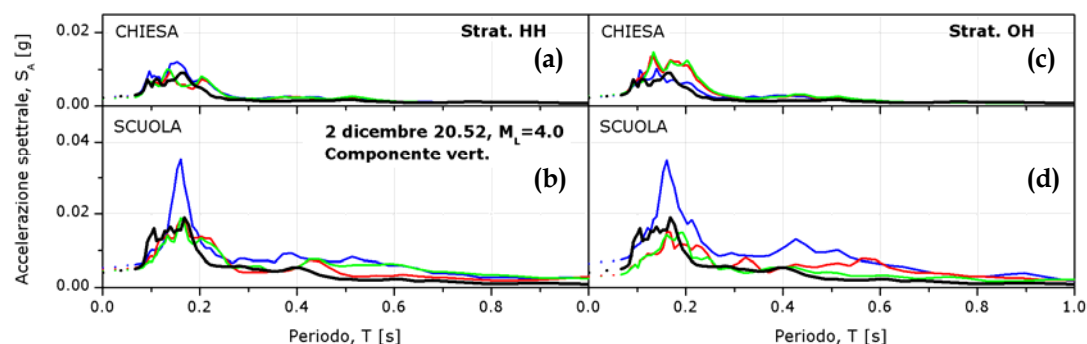


Figura 6.17 - Spettri di risposta registrati e simulati nei siti chiesa (a, c) e scuola (b, d) relativi alla componente verticale dell'*aftershock* del 2 dicembre per i tre modelli proposti con flysch eterogeneo (a, b) ed omogeneo (c, d).

Al sito chiesa le componenti verticali stimate da tutti i modelli esibiscono un buon accordo con le registrazioni (Figura 6.17a,c); al sito scuola i confronti tra registrazioni e simulazioni sembrano più soddisfacenti per il modello Anvil con

flysch omogeneo che riesce a riprodurre, anche in termini di ampiezza, sia i picchi registrati a 0.16 e 0.20s e sia quello a 0.4s, provocato probabilmente dal contatto flysch-argille più profondo.

Il modello Anvil però, come già visto per l'evento del 12 novembre, tende ad una sovrastima delle componenti verticali soprattutto al sito scuola (Figura 6.17b,d); queste invece vengono simulate con maggiore accuratezza dai modelli Basin e Wedge.

6.3 Analisi della compatibilità attraverso parametri sintetici

Per valutare più obiettivamente l'attendibilità dei modelli proposti, si è fatto ricorso a parametri di compatibilità. Per tener conto della capacità di riprodurre numericamente (NUM) le intensità di Housner registrate (REC), ci si può riferire al fattore:

$$\alpha = \frac{SI_{NUM}}{SI_{REC}} \quad \text{Equazione 6.2}$$

mentre per quantificare la similitudine tra le forme spettrali si può esprimere lo scarto quadratico medio tra le ampiezze degli spettri di risposta numerici e registrati:

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (S_{A,NUM} - S_{A,REC})^2} \quad \text{Equazione 6.3}$$

dove N è il numero di valori che definiscono la forma spettrale. In Tabella 6.6 sono riportati i valori di α e σ con riferimento a tutte le simulazioni numeriche eseguite. Nella tabella si può notare che le componenti verticali sono mediamente caratterizzate da valori di α più elevati rispetto alle orizzontali.

Per tener conto della capacità di riprodurre le intensità di Housner registrate in entrambi gli eventi sismici, si può calcolare il valore medio di α . La media può essere eseguita con riferimento alle sole componenti orizzontali relative ai due eventi registrati e simulati al sito scuola: $\bar{\alpha}_{SCL}^{n344}$; oppure in entrambi i siti, chiesa e scuola: $\bar{\alpha}_{SCL,CHI}^{n344}$; o considerando anche le componenti verticali: $\bar{\alpha}_{SCL,CHI}^{n344,vert}$. Analogamente, per tener conto della capacità di riprodurre lo spettro di risposta registrato, si può eseguire la sommatoria dei valori di σ , ottenendo quindi, con riferimento ad entrambi gli eventi sismici, i parametri $\Sigma \sigma_{SCL}^{n344}$, $\Sigma \sigma_{SCL,CHI}^{n344}$ e $\Sigma \sigma_{SCL,CHI}^{n344,vert}$ (Tabella 6.7).

Tabella 6.6 - Parametri di compatibilità α e σ risultanti dalle simulazioni numeriche.

Stratificazione				HO		HH	
				α	σ	α	σ
12 novembre $M_L=5.2$	BASIN	n344	CHIESA	1.10	0.0032	1.02	0.0022
			SCUOLA	1.20	0.0211	1.38	0.0241
		vert.	CHIESA	1.70	0.0059	1.62	0.0040
			SCUOLA	1.51	0.0072	1.32	0.0063
	WEDGE	n344	CHIESA	1.14	0.0036	1.04	0.0012
			SCUOLA	1.19	0.0201	1.27	0.0228
		vert.	CHIESA	1.73	0.0058	1.61	0.0042
			SCUOLA	1.63	0.0092	1.51	0.0082
	ANVIL	n344	CHIESA	1.23	0.0038	1.35	0.0094
			SCUOLA	1.08	0.0220	1.21	0.0223
		vert.	CHIESA	1.69	0.0036	1.52	0.0028
			SCUOLA	2.41	0.0162	2.24	0.0138
2 dicembre $M_L=4.0$	BASIN	n344	CHIESA	1.09	0.0008	1.15	0.0031
			SCUOLA	1.02	0.0078	1.18	0.0049
		vert.	CHIESA	1.72	0.0019	1.26	0.0009
			SCUOLA	1.04	0.0025	1.19	0.0020
	WEDGE	n344	CHIESA	1.10	0.0011	1.10	0.0026
			SCUOLA	1.19	0.0053	1.22	0.0048
		vert.	CHIESA	1.80	0.0020	1.34	0.0011
			SCUOLA	1.18	0.0028	1.26	0.0024
	ANVIL	n344	CHIESA	1.22	0.0018	1.54	0.0053
			SCUOLA	1.08	0.0035	1.11	0.0048
		vert.	CHIESA	1.39	0.0008	1.45	0.0011
			SCUOLA	2.04	0.0045	1.61	0.0036

Tabella 6.7 - Parametri di compatibilità α medi e sommatorie di σ risultanti dalle simulazioni numeriche.

		$\bar{\alpha}_{SCL}^{n344}$	$\Sigma\sigma_{SCL}^{n344}$	$\bar{\alpha}_{SCL,CHI}^{n344}$	$\Sigma\sigma_{SCL,CHI}^{n344}$	$\bar{\alpha}_{SCL,vert.}^{n344}$	$\Sigma\sigma_{SCL,vert}^{n344}$
Strat. HH	BASIN	1.28	0.0289	1.18	0.0342	1.26	0.0475
	WEDGE	1.24	0.0276	1.16	0.0314	1.29	0.0473
	ANVIL	1.16	0.0271	1.30	0.0418	1.50	0.0632
Strat. OH	BASIN	1.11	0.0289	1.10	0.0329	1.30	0.0504
	WEDGE	1.19	0.0255	1.16	0.0301	1.37	0.0500
	ANVIL	1.08	0.0255	1.15	0.0312	1.52	0.0562

I parametri sintetici della Tabella 6.7, in cui i valori in grassetto rappresentano i due modelli che forniscono una migliore stima delle registrazioni, mostrano:

- come i modelli con flysch omogeneo (OH) siano in genere più adatti alla simulazione delle componenti orizzontali, mentre quelli con flysch stratificato (HH) delle verticali (quest'ultima considerazione è valida in

particolare per i modelli Basin e Wedge);

- come il modello Basin con flysch omogeneo risponda opportunamente in termini di intensità di Housner (parametri $\bar{\alpha}_{SCL}^{n344}$, $\bar{\alpha}_{SCL,CHI}^{n344}$ e $\bar{\alpha}_{SCL,CHI}^{n344,vert}$);
- come il modello Anvil con flysch omogeneo sia il più adeguato a riprodurre la componente n344 del moto sismico in superficie al sito scuola (parametri $\bar{\alpha}_{SCL}^{n344}$ e $\Sigma\sigma_{SCL}^{n344}$); sia ancora abbastanza efficace nella stima anche al sito chiesa (parametri $\bar{\alpha}_{SCL,CHI}^{n344}$ e $\Sigma\sigma_{SCL,CHI}^{n344}$); mentre sia poco affidabile per le componenti verticali (parametri $\bar{\alpha}_{SCL,CHI}^{n344,vert}$ e $\Sigma\sigma_{SCL,CHI}^{n344,vert}$).

In definitiva al fine del confronto con il danneggiamento (§7.3) sono determinanti le componenti orizzontali del moto in superficie; in questi termini il modello geometrico Anvil con flysch omogeneo (OH) fornisce risultati nel complesso più prossimi alle registrazioni in termini sia di intensità di Housner e sia di forme spettrali, come risulta dai valori più bassi assunti dai parametri sintetici $\bar{\alpha}_{SCL}^{n344}$, $\Sigma\sigma_{SCL}^{n344}$, $\bar{\alpha}_{SCL,CHI}^{n344}$ e $\Sigma\sigma_{SCL,CHI}^{n344}$.

6.4 Influenza della variabilità locale della stratigrafia

L'analisi parametrica di compatibilità indica che il modello Anvil con flysch omogeneo (OH) fornisce la migliore riproduzione delle componenti orizzontali dei segnali 030 e 040 registrati; come ulteriore approfondimento sono state confrontate le risposte del suddetto modello, costruito sulla base della stratigrafia tipica dell'area, e di quello di Figura 5.8, definito nel prosieguo OH-IDW (Figura 6.18). In esso, gli spessori degli strati superficiali di coltre detritica ed argilla avana sono stati valutati sulla base dell'algoritmo dell'*Inverse Distance Weight* (§5.2) e, come nel precedente, il flysch è stato considerato omogeneo.

Con riferimento all'evento del 12 novembre (030), tali confronti sono riportati in Figura 6.19 in termini di intensità di Housner e di accelerazioni massime, mentre in Figura 6.20 in termini di spettri di risposta registrati e simulati in entrambe le stazioni accelerometriche DPC. I confronti analoghi relativi all'evento del 2 dicembre (040) sono mostrati in Figura 6.21 e Figura 6.22.

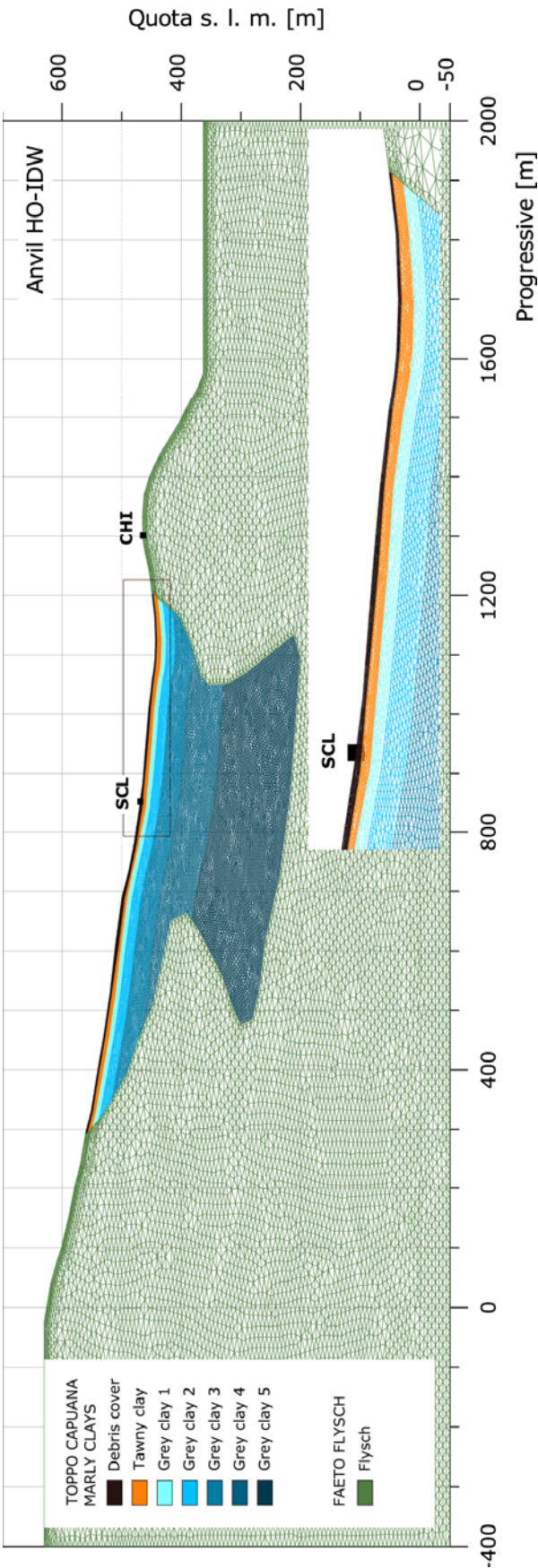


Figura 6.18 - Modello Anvil con flysch eterogeneo e stima puntuale degli spessori di coltre detritica ed argilla avana tramite algoritmo IDW.

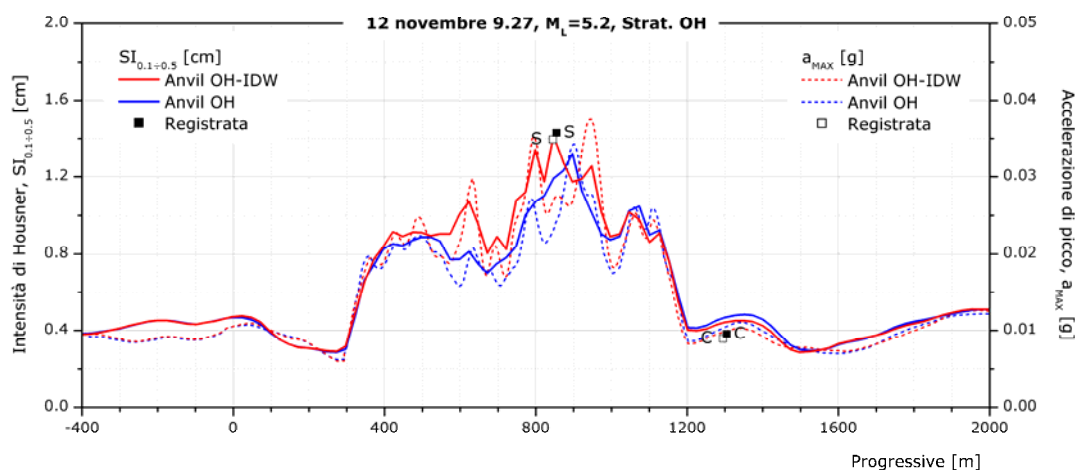


Figura 6.19 - Simulazioni numeriche dell'evento del 12 novembre per dei modelli Anvil OH ed OH-IDW con flysch omogeneo in termini di accelerazioni massime (scala a dx) ed intensità di Housner calcolata nell'intervallo 0.1÷0.5s (scala a sx).

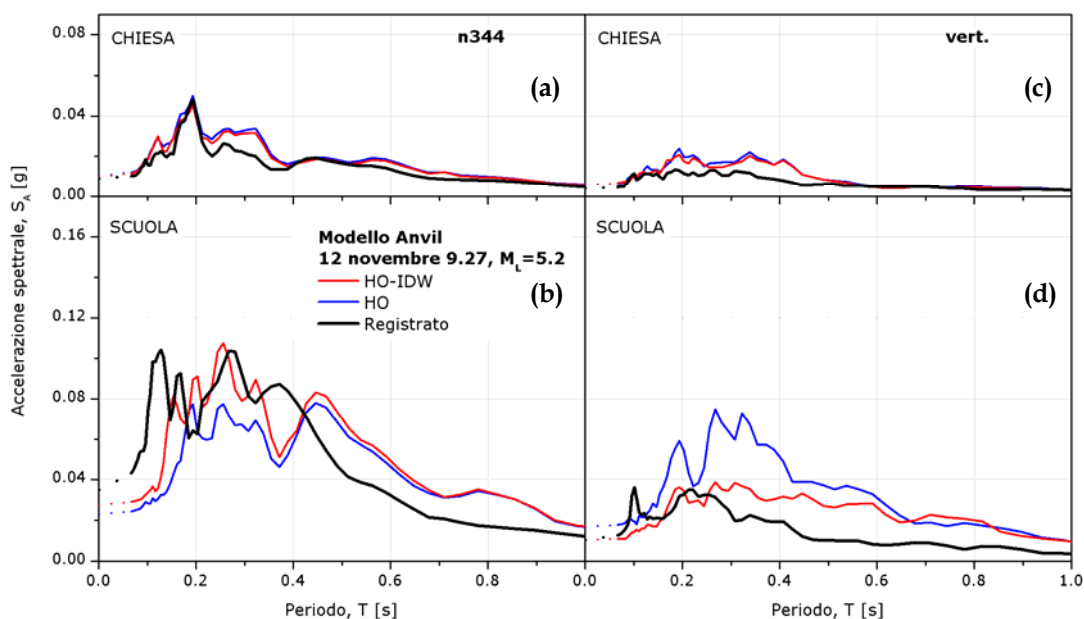


Figura 6.20 - Spettri di risposta registrati e simulati nei siti chiesa (a, c) e scuola (b, d) relativi alla componente n344 (a, b) e verticale (c, d) dell'*aftershock* del 12 novembre per i modelli HO ed HO-IDW.

I profili di Figura 6.19 e Figura 6.21 e, come è logico attendersi, gli spettri di risposta simulati al sito chiesa (Figura 6.20a,c e Figura 6.22a,c) relativi al modello HO-IDW, non differiscono sensibilmente da quelli del modello HO. Al contrario, alle alte frequenze, il confronto tra spettro di risposta simulato al sito scuola dal modello HO-IDW appare sostanzialmente diverso da quello ottenuto dal

modello HO, e più prossimo ai segnali registrati sia per la componente n344 (Figura 6.20b e Figura 6.22b) sia per la componente verticale (Figura 6.20d e Figura 6.22d).

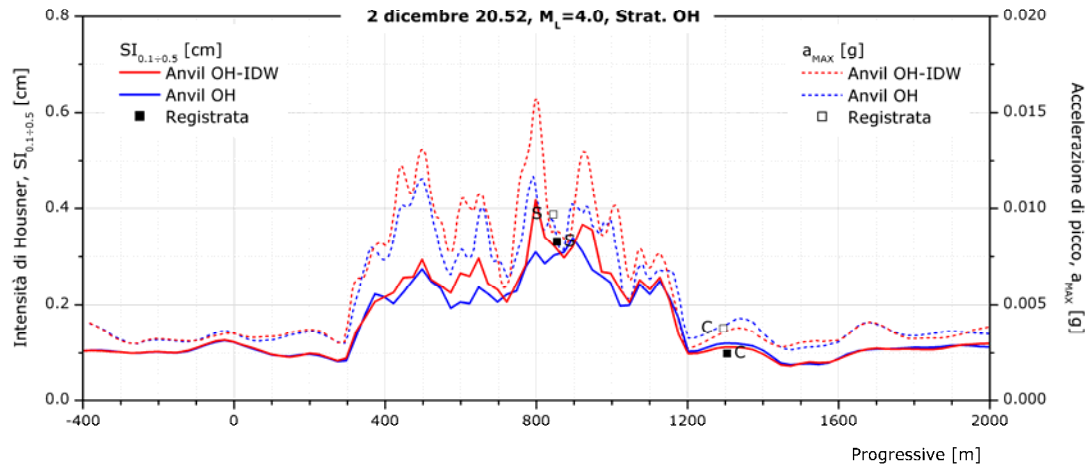


Figura 6.21 - Simulazioni numeriche dell'evento del 2 dicembre per dei modelli Anvil OH ed OH-IDW con flysch omogeneo in termini di accelerazioni massime (scala a dx) ed intensità di Housner calcolata nell'intervallo 0.1÷0.5s (scala a sx).

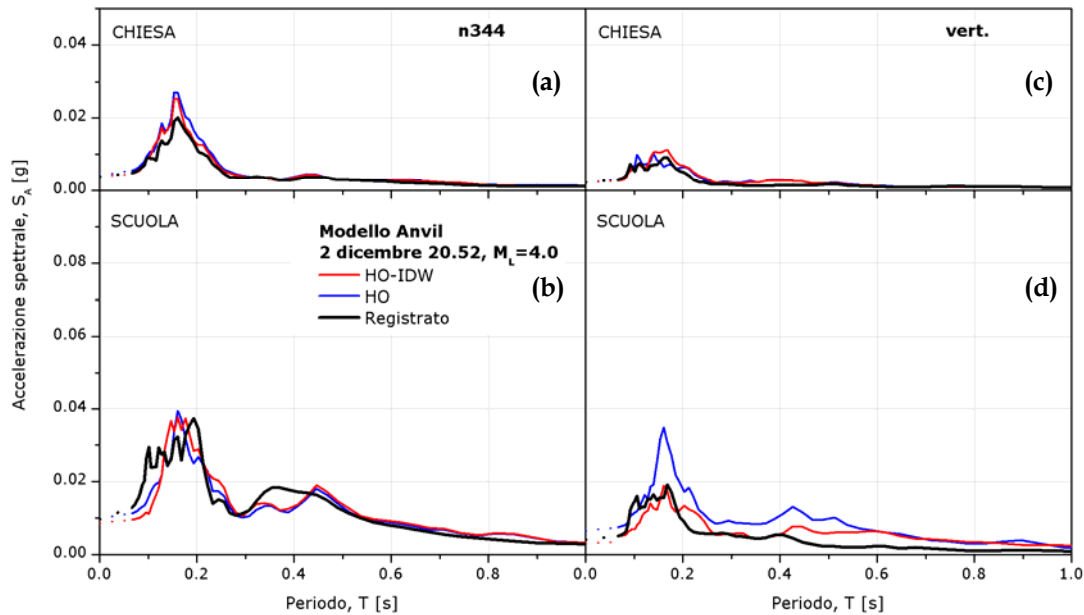


Figura 6.22 - Spettri di risposta registrati e simulati nei siti chiesa (a, c) e scuola (b, d) relativi alla componente n344 (a, b) e verticale (c, d) dell'*aftershock* del 2 dicembre per i modelli HO ed HO-IDW.

Questa affermazione è confermata dai parametri sintetici $\bar{\alpha}_{SCL}^{n344}$, $\Sigma\sigma_{SCL}^{n344}$, $\bar{\alpha}_{SCL,CHI}^{n344}$, $\Sigma\sigma_{SCL,CHI}^{n344}$, $\bar{\alpha}_{SCL,CHI}^{n344,vert}$ e $\Sigma\sigma_{SCL,CHI}^{n344,vert}$ contenuti in Tabella 6.8, nella quale si può

osservare che la risposta del modello Anvil HO-IDW è migliore di quella del modello HO, anche per quanto concerne le componenti verticali (parametri $\bar{\alpha}_{SCL,CHI}^{n344,vert}$ e $\Sigma\sigma_{SCL,CHI}^{n344,vert}$). Inoltre il modello Anvil HO-IDW fornisce una stima più attendibile della componente orizzontale in entrambi i siti, chiesa e scuola, anche rispetto ai modelli Basin e Wedge (cfr. parametri $\bar{\alpha}_{SCL}^{n344}$, $\Sigma\sigma_{SCL}^{n344}$, $\bar{\alpha}_{SCL,CHI}^{n344}$ e $\Sigma\sigma_{SCL,CHI}^{n344}$ in Tabella 6.7 e Tabella 6.8). Si può concludere quindi che l'incidenza della variabilità locale della stratigrafia in superficie sulle azioni sismiche sugli edifici è piuttosto rilevante nel campo delle frequenze medio alte.

Tabella 6.8 - Parametri di compatibilità α medi e sommatorie di σ relativi alle simulazioni numeriche dei modelli Anvil OH ed OH-IDW.

Modello ANVIL	$\bar{\alpha}_{SCL}^{n344}$	$\Sigma\sigma_{SCL}^{n344}$	$\bar{\alpha}_{SCL,CHI}^{n344}$	$\Sigma\sigma_{SCL,CHI}^{n344}$	$\bar{\alpha}_{SCL,CHI}^{n344,vert.}$	$\Sigma\sigma_{SCL,CHI}^{n344,vert.}$
Strat. OH-IDW	1.02	0.0231	1.08	0.0276	1.43	0.0498
Strat. OH	1.08	0.0265	1.15	0.0322	1.52	0.0572

7. SIMULAZIONI NUMERICHE DELL' EVENTO PRINCIPALE

I risultati delle simulazioni numeriche della risposta sismica locale per effetto delle scosse di assestamento del 12 novembre e del 2 dicembre hanno evidenziato una buona capacità della modellazione 2D di riprodurre il moto sismico in superficie. Infatti il §6.3 ha mostrato che i modelli con flysch omogeneo (OH), rispetto a quelli con flysch stratificato (HH), permettono una più accurata stima dei moti registrati dalle stazioni accelerometriche; e che, tra questi, il modello Anvil OH offre la migliore risposta per quanto concerne le componenti orizzontali. Nel §6.4 è stato inoltre verificato che il modello Anvil OH-IDW affina la risposta alle alte frequenze e riesce a simulare adeguatamente anche le componenti verticali.

Sulla base di tali risultati i modelli con flysch omogeneo (OH), ed in particolare il modello Anvil, sono utilizzati in questo capitolo per la trasposizione in superficie, mediante simulazione numerica, del sismogramma sintetico del 31 ottobre descritto nel §3.4.3 (cfr. Figura 3.26), proiettato nella medesima direzione delle sezioni (n344). La Tabella 7.1 ne riporta le caratteristiche in termini di accelerazione massima e di intensità di Housner calcolata nel campo $0.1 \div 0.5$.

Tabella 7.1 - Caratteristiche dei sismogrammi sintetici per l'evento del 31 ottobre ottenuti tramite tecnica HIC a San Giuliano di Puglia su suolo rigido in superficie, utilizzati nelle elaborazioni numeriche.

Date	hh:mm	M _W	Comp.	a _{MAX} [g]	SI _{0.1+0.5} [cm]
10/31	10:32	5.8	n344	0.106	2.16
			vert.	0.022	0.67

7.1 Confronto tra i modelli 2D

La Figura 7.1 mostra il confronto tra le risposte in superficie relative alle diverse ipotesi formulate sull'andamento del *bedrock*, a parità di caratteristiche meccaniche attribuite alle formazioni. Il moto indotto in superficie dal *mainshock* è sintetizzato attraverso profili orizzontali del fattore di amplificazione delle accelerazioni massime e del fattore di intensità spettrale di Housner ($0.2 \div 0.5$ s), rispetto al valore di riferimento calcolato al sito chiesa.

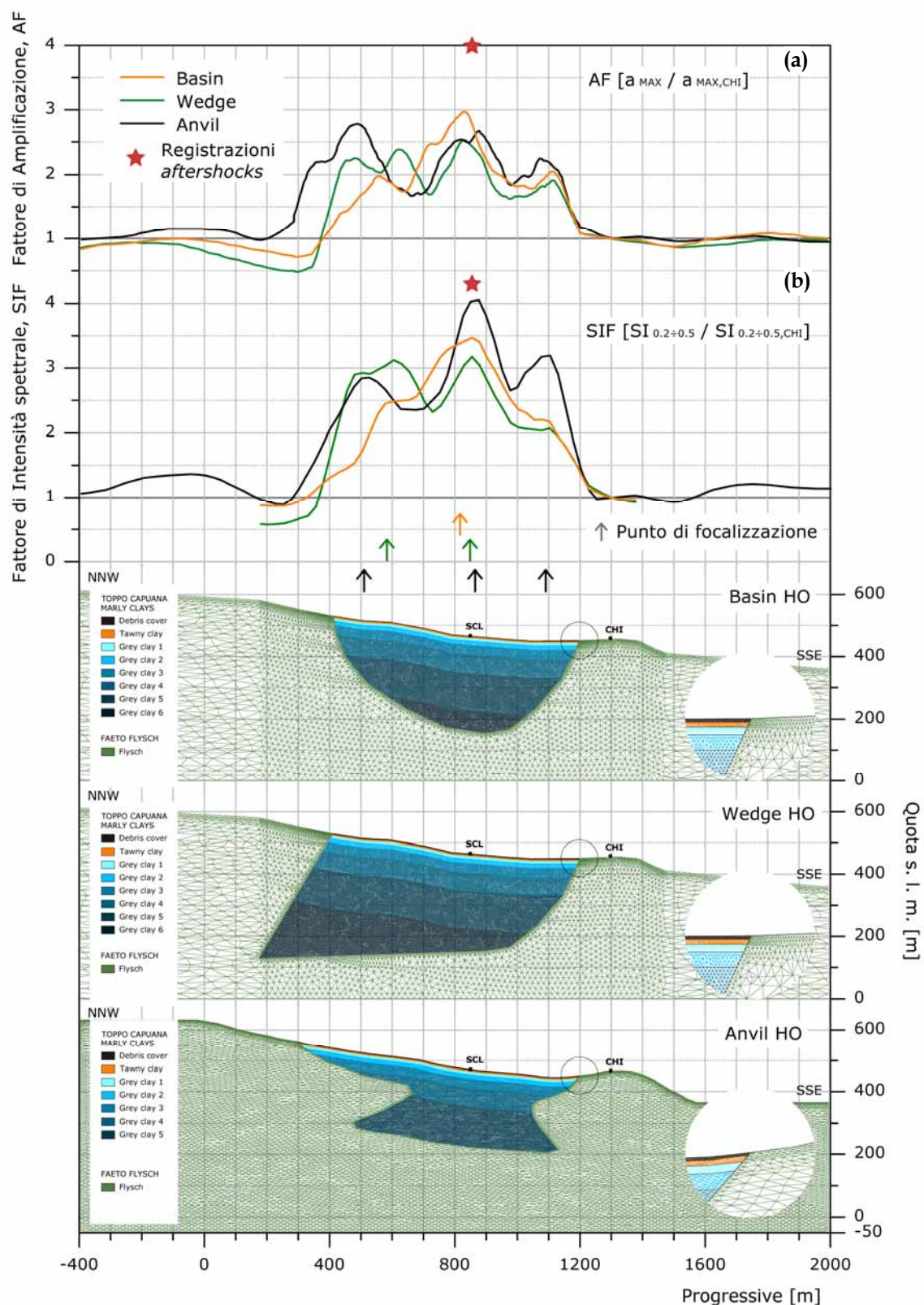


Figura 7.1 - Influenza della geometria del contatto flysch-argille sulla risposta in superficie, espressa in termini di amplificazione delle accelerazioni massime (a) e dell'intensità di Housner (b) rispetto al sito chiesa; le frecce indicano i punti di focalizzazione delle onde sismiche in superficie corrispondenti ai diversi modelli.

Il confronto evidenzia l'influenza della geometria profonda del substrato sulla distribuzione del moto sismico in superficie. Per quel che concerne il fattore di amplificazione AF (Figura 7.1a), in tutti e tre i casi (Basin, Wedge ed Anvil), i risultati evidenziano forti amplificazioni in prossimità di entrambi i contatti superficiali tra flysch ed argille, provocati dall'elevato contrasto di impedenza sismica tra le formazioni. Il fattore di amplificazione, caratterizzato da forti oscillazioni lungo il profilo, è in ogni caso non superiore a 3, sensibilmente minore di quello, pari circa a 4, rilevato sperimentalmente negli *aftershocks* riportato in figura.

Invece il fattore di amplificazione spettrale SIF (Figura 7.1b) presenta amplificazioni medie nel campo 0.2÷0.5s fino al valore 4, prossime a quelle sperimentali e generalmente superiori a quelle rilevate attraverso le accelerazioni di picco. Ne consegue che la sottostima del fattore di amplificazione è probabilmente dovuta alla limitata capacità dei modelli numerici di riprodurre il moto alle alte frequenze.

Il buon accordo tra amplificazioni spettrali simulate per il *mainshock* e registrate negli *aftershocks*, non risente dei trascurabili effetti di non linearità indotti dall'evento del 31 ottobre. Infatti la simulazione numerica del *mainshock* induce nella formazione argillosa deformazioni γ medie dell'ordine dello 0.011% corrispondenti a valori medi di G/G_0 e D/D_0 rispettivamente dell'ordine del 98.6% e del 101.3%¹; invece, effettuando la modellazione dell'*aftershock* del 2 dicembre (cfr. §6.2), cioè il meno forte tra i due prescelti per la procedura di validazione, i valori medi di G/G_0 e D/D_0 nelle marne argillose sono dell'ordine del 99.8% e del 100.1%, corrispondenti a γ trascurabili².

Si noti che le amplificazioni del fattore di intensità spettrale provocate dagli effetti di bordo del deposito argilloso sono nettamente meno accentuate (Figura 7.1b) rispetto a quelle relative ai profili del fattore di amplificazione (Figura 7.1a); sembrerebbe quindi che l'elevato contrasto di impedenza sismica in corrispondenza dei contatti superficiali flysch-argilla abbia maggiore influenza sulle alte frequenze.

¹ Tali valori corrispondono alla media per ogni elemento della mesh relativo alle marne argillose, dei rapporti tra i valori G_0 e D_0 a piccole deformazioni e quelli attribuiti da QUAD4M attraverso le curve G/G_0 - γ e D - γ (Figura 4.28) al termine delle iterazioni.

² QUAD4M fornisce i risultati in termini percentuali della massima deformazione γ occorsa nell'ultima iterazione in ogni elemento della *mesh*, con sole 3 cifre decimali. Perciò non è stato possibile eseguire una media della deformazione indotta dall'*aftershock* 040 alla formazione argillosa, in quanto solo ad alcuni elementi era attribuita una deformazione non nulla, pari allo 0.001%.

Si osservi inoltre che il modello *Basin* mostra un unico punto di focalizzazione delle onde sismiche, in corrispondenza del sito scuola (freccia arancione); la geometria *Wedge* induce due picchi di amplificazione a N e S del sito scuola (freccie verdi); mentre l'*Anvil* ne ha tre, sia a N della scuola, sia in prossimità della stessa, sia a S non lontano dall'affioramento del flysch (freccie nere).

La Figura 7.2 mostra il confronto, in termini di intensità di Housner, tra differenti caratterizzazioni meccaniche della formazione argillosa a parità di geometria del deposito (*Anvil*), usando come input sismico il *mainshock* simulato. Si noti che l'ipotesi HO-IDW rappresenta la previsione complessivamente più cautelativa del moto in superficie; mentre il modello flysch omogeneo - argilla omogenea (OO, cfr. parametri meccanici in Tabella 7.2), adoperato tra l'altro per le analisi 3D (§7.2), si contraddistingue dagli altri per stime visibilmente più basse di SI nel deposito di marne argillose. Considerazioni analoghe sono state riportate da Puglia *et al.* (2007) in merito alla risposta dei modelli *Basin* e *Wedge* agli *aftershock* del 12 novembre ($M_L=5.2$) e del 2 dicembre ($M_L=4.0$).

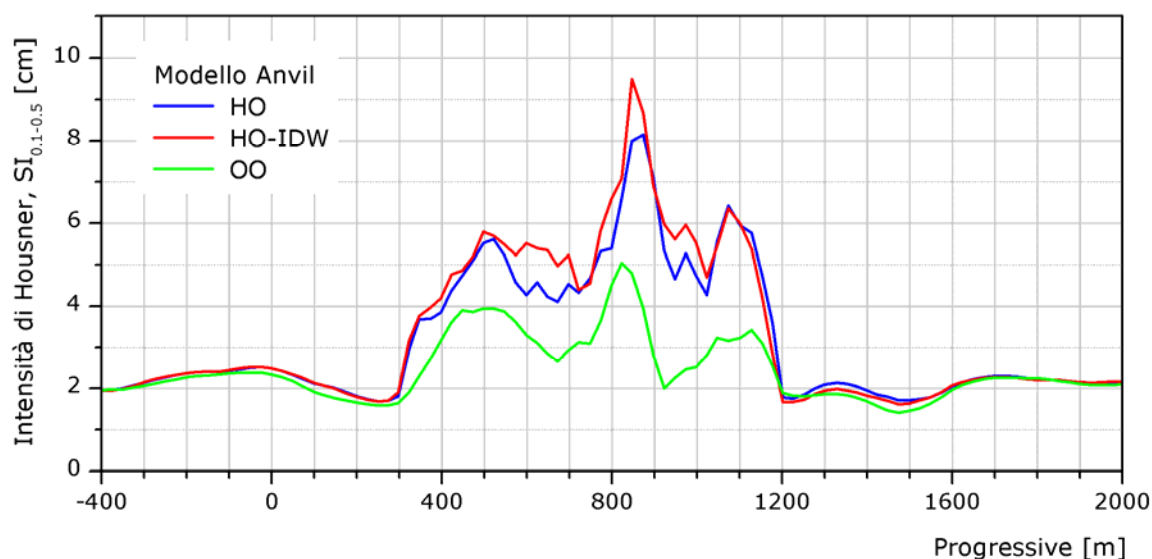


Figura 7.2 - Influenza della caratterizzazione meccanica per il modello *Anvil* sulla risposta in superficie espressa in termini di intensità di Housner calcolata sulla componente n344 simulata al suolo (i modelli *Anvil* HO ed IDW-HO sono riportati in Figura 6.3b e Figura 6.18).

Tabella 7.2 - Proprietà attribuite al modello 2D flysch omogeneo - argilla omogenea (OO).

	γ [kN/m ³]	V_s [m/s]	D_0 [%]	ν	V_P [m/s]
Marne argillose di Toppo Capuana	21.2	440	2.5	0.477	2100
Flysch di Faeto	22.0	1350	0.5	0.373	3000

In Figura 7.3 sono riportate i profili verticali delle accelerazioni di picco orizzontali, in corrispondenza dei siti scuola (linee continue) e chiesa (linee tratteggiate), per i tre modelli in esame. Entrambi i profili indicano un moderato incremento, sebbene caratterizzato da sporadiche oscillazioni, delle accelerazioni massime a partire dalla base dei modelli fino ad una decina di metri di profondità. Nella verticale della scuola, a circa 250m di profondità, si ha il contatto profondo tra formazione flyschoidale e marne argillose, dove si verifica un primo incremento delle accelerazioni massime; data la geometria del modello Anvil, un analogo incremento si verifica anche nella verticale della chiesa. Nella prima decina di metri di profondità, i modelli nei quali il deposito argilloso è stato considerato eterogeneo (HO ed HO-IDW) si differenziano in modo netto dal modello OO, indicando l'elevata amplificazione dovuta alla deformabilità degli strati più superficiali di coltre detritica ed argilla avana.

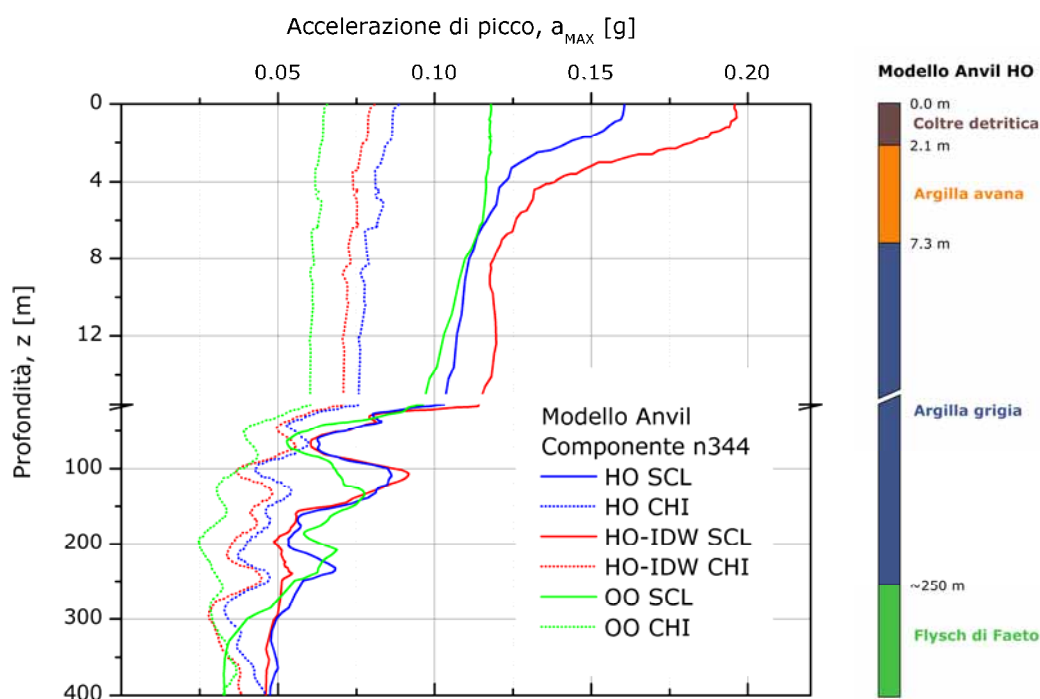


Figura 7.3 - Accelerazioni di picco orizzontali nei siti scuola (SCL) e chiesa (CHI) relative al modello Anvil per differenti caratterizzazioni meccaniche della formazione argillosa (HO, HO-IDW ed OO).

Gli spettri di risposta simulati tramite il *mainshock* sintetico dai modelli Anvil HO ed HO-IDW sono riportati rispettivamente in Figura 7.4a,b e in Figura 7.4c,d. Dal confronto tra i due siti si può notare, per entrambe le componenti, l'elevata amplificazione indotta dal deposito argilloso nel campo $0.2 \div 0.6$ s; è inoltre

evidente la differenza al sito scuola tra gli spettri relativi alla componente orizzontale (Figura 7.4b,d) nel campo delle alte frequenze ($T < 0.3s$).

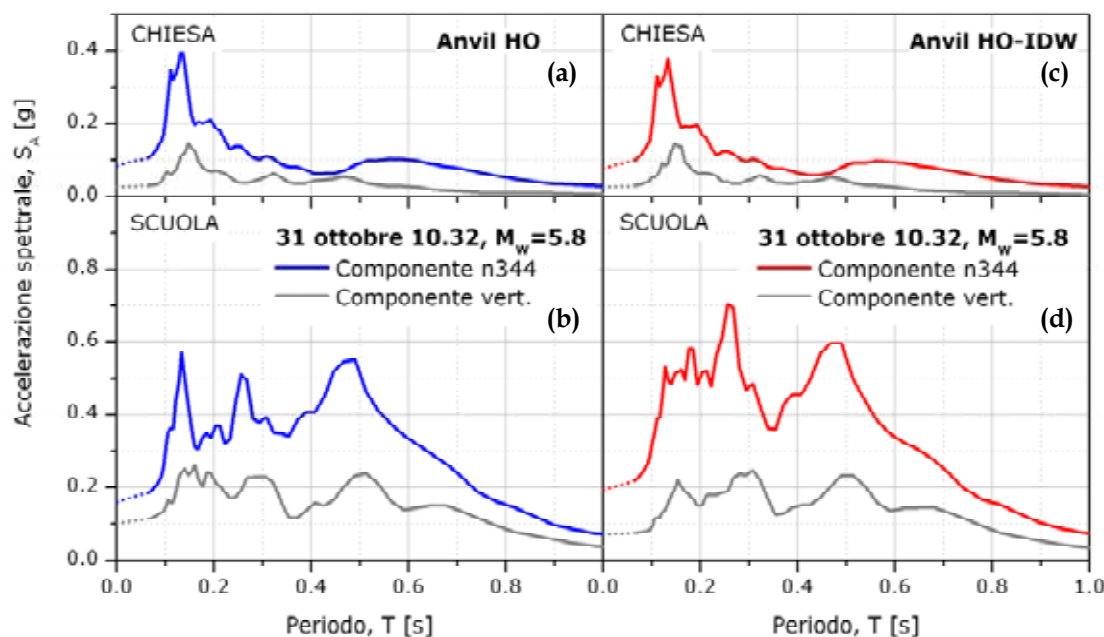


Figura 7.4 - Spettri di risposta simulati nei siti chiesa (a, c) e scuola (b, d) relativi alla componente n344 e verticale del *mainshock* del 31 ottobre per i modelli HO (a, b) ed HO-IDW (c, d).

In Figura 7.5 sono mostrati i rapporti spettrali SSR ottenuti dalle simulazioni numeriche (per le diverse caratterizzazioni stratigrafiche del modello Anvil qui considerate) confrontati con i rapporti spettrali sperimentali misurati nel corso della sequenza sismica degli *aftershocks* (cfr. Figura 3.11).

Il confronto in termini di componenti orizzontali (Figura 7.5a) mostra una risposta della stratigrafia IDW-HO in discreto accordo con le osservazioni strumentali nel campo $0.15 \div 0.4s$. La stratigrafia OO tende a sottostimare il rapporto spettrale in gran parte del campo di frequenze di interesse per le strutture di San Giuliano di Puglia. Invece, per periodi maggiori di $0.6s$, tutti e tre i modelli sono in accordo con i dati sperimentali. Si può altresì riconoscere che le registrazioni hanno in media presentato la massima amplificazione intorno ad un periodo pari a circa $0.35s$, mentre i rapporti spettrali delle simulazioni numeriche con deposito argilloso stratificato presentano un'amplificazione dello stesso ordine di grandezza a $0.45s$. Ancora una volta, le simulazioni sembrano però non riprodurre adeguatamente l'amplificazione SSR delle componenti orizzontali registrata alle alte frequenze ($T < 0.2s$); qui l'accordo è migliore per i rapporti verticali, che mentre appaiono piuttosto conformi ai risultati

sperimentali nel campo di frequenze $0.1 \div 0.5$ s, sovrastimano notevolmente l'amplificazione registrata a periodi superiori (Figura 7.5b).

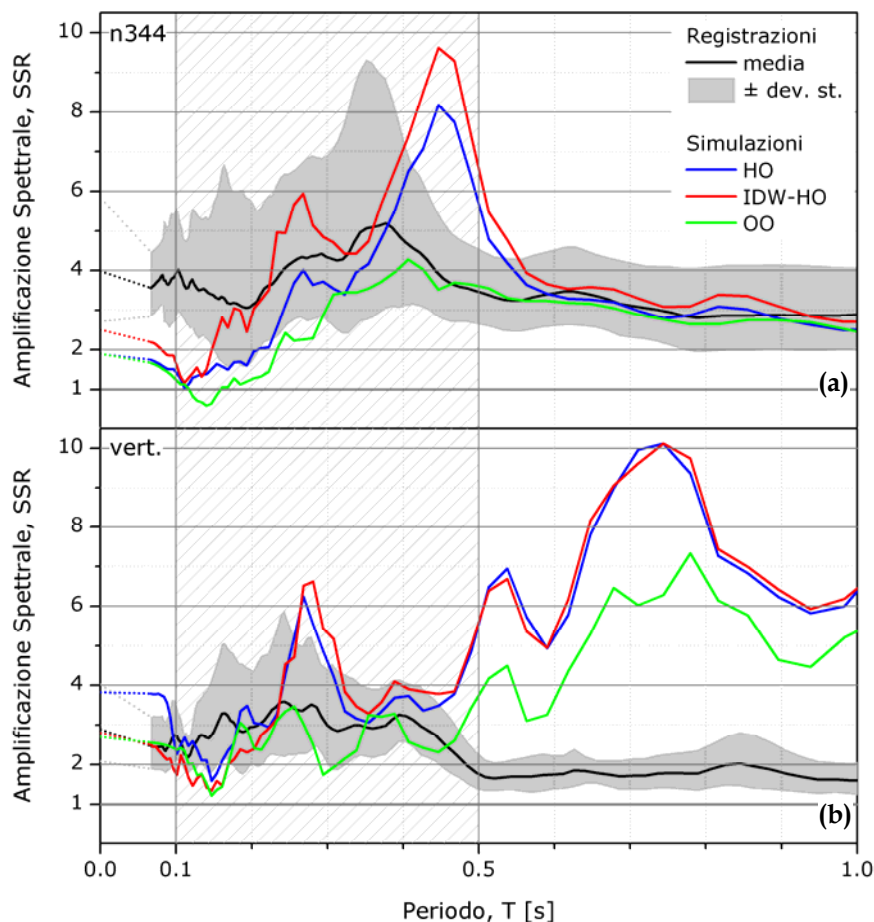


Figura 7.5 - Rapporti scuola/chiesa tra spettri di risposta relativi alle componenti n344 (a) e verticale (b) dell'evento principale simulati attraverso modelli HO, HO-IDW e OO, confrontati con la media \pm deviazione standard dei rapporti spettrali sperimentali (cfr. Figura 3.11).

Come verificato nel §6.4 il modello più appropriato nella riproduzione del moto indotto dagli *aftershocks* in corrispondenza delle stazioni accelerometriche DPC è l'Anvil HO-IDW. La Figura 7.6 mostra in forma sintetica gli spettri di risposta simulati da questo modello per il *mainshock*, calcolati ad intervalli regolari di 100m sulla superficie libera.

La risposta del modello Anvil HO-IDW sembra corrispondere qualitativamente al danneggiamento osservato a San Giuliano di Puglia all'indomani dell'evento del 31 ottobre. Nel §7.3 verrà evidenziato che il terremoto ha prodotto i maggiori danni soprattutto nella parte centrale del centro urbano, grossomodo tra le progressive 900 e 1000. Gli spettri di risposta mostrano infatti un'elevata ampiezza alle progressive 800, 900 e 1000, in particolare con riferimento al campo $0.1 \div 0.2$ s, al quale possono essere ascritte le prime frequenze proprie di oscillazione delle strutture fino a 2 piani (cfr. §3.3). Si osservi inoltre che gli

andamenti degli spettri di risposta indicano un elevato contenuto energetico del moto al suolo sull'intera superficie del deposito argilloso, che si protrae fino a periodi di circa 0.6s, e quindi nell'intera gamma di frequenze propria del costruito.

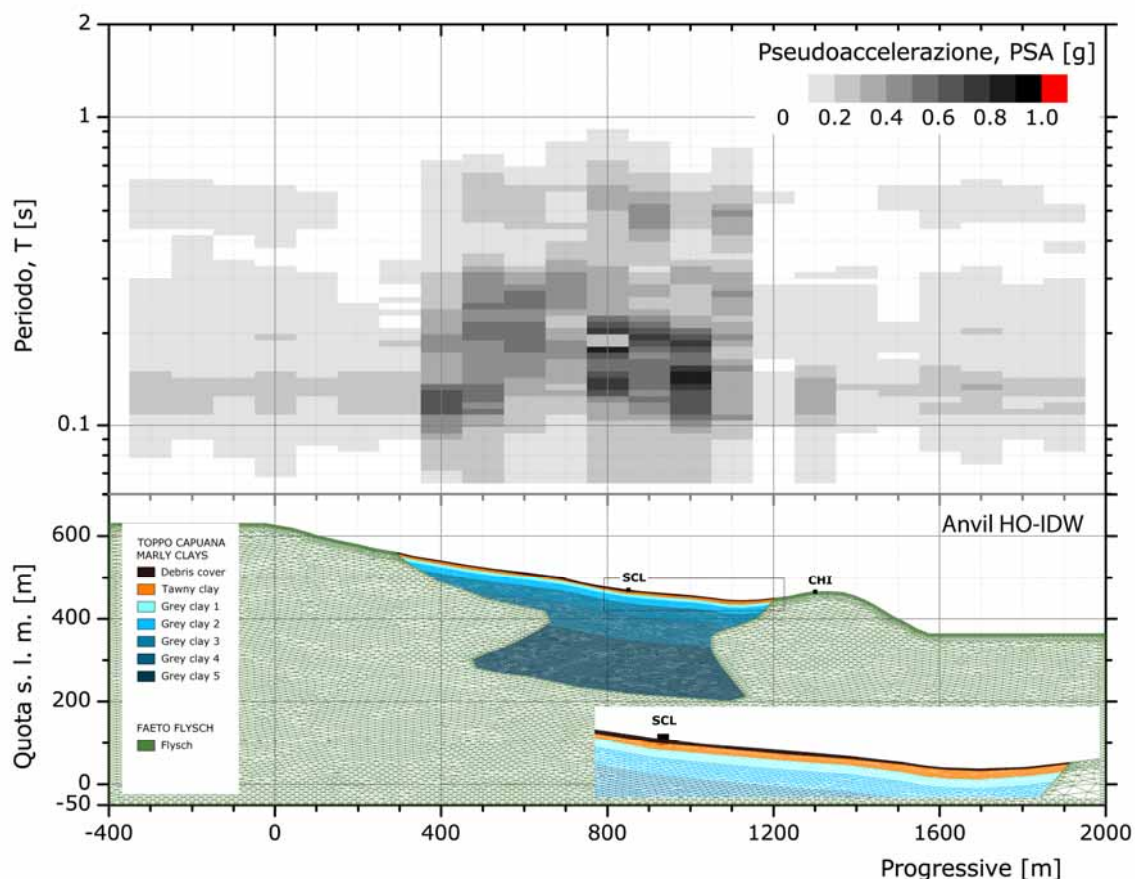


Figura 7.6 - Spettri di risposta in pseudoaccelerazione orizzontale per l'evento del 31 ottobre simulati con il modello Anvil HO-IDW, equispaziati con un intervallo di 100m lungo la sezione.

7.2 Confronto tra modelli 2D e 3D

Nell'ambito del Progetto INGV-S3, alcuni ricercatori dell'Unità di Ricerca 3 (Istituto Nazionale di Oceanografia e di Geofisica Sperimentale di Trieste) hanno eseguito la simulazione numerica 3D dell'evento del 31 ottobre (Klin e Priolo, 2007) sulla base del modello tridimensionale dell'area di studio (§4.1.4). Le simulazioni sono state eseguite mediante un codice parallelo interamente sviluppato dagli Autori (Klin *et al.*, 2004), che permette di risolvere la propagazione delle onde sismiche in un mezzo tridimensionale visco-elastico

isotropo eterogeneo e di considerare modelli di sorgente sismica estesa. In questo caso non è stato necessario inglobare nel modello anche la sorgente, dato che si disponeva già di un sismogramma sintetico (cfr. §3.4.3).

Il codice si basa sul metodo pseudo-spetttrale di Fourier 3D (Reshef *et al.*, 1988). Nelle analisi sono stati introdotti fattori di smorzamento delle onde di compressione ($D_{0,P}$) e di taglio ($D_{0,S}$) uguali tra loro e indipendenti dalla frequenza. Il dominio nel quale viene risolta l'equazione d'onda consiste in un parallelepipedo rettangolare con le condizioni di superficie libera imposte sul lato superiore. Nelle simulazioni è stata considerata la topografia irregolare. Gli altri lati del parallelepipedo rettangolare sono terminati con frontiere completamente assorbenti.

Il campo d'onda sismico in ingresso è costituito dalle componenti Nord, Est e verticale del sismogramma sintetico sviluppato nell'ambito dell'UR1 (cfr. §3.4.3), applicate in sicrono alla base del modello. Ai segnali sismici in ingresso è stato applicato un filtro *low-pass* a 8Hz. Per queste simulazioni è stata considerata una porzione ristretta del modello 3D complessivo (cfr. Figura 4.9) di circa 1 km di lato, centrata sull'abitato di San Giuliano di Puglia. Gli elementi usati per la discretizzazione del modello sono cubici, con lato di 10 m. La frequenza massima riproducibile dal modello è di circa 8 Hz, prossima quindi a quella di filtraggio del segnale in ingresso. Data la dimensione del modello, sia la formazione argillosa e sia le altre formazioni (flysch, melange e depositi pliocenici) sono state considerate omogenee, e pertanto in seguito il modello sarà denominato 3D OO. Le proprietà meccaniche attribuite alle formazioni del modello 3D (§4.1.4) sono illustrate in Tabella 7.3.

Tabella 7.3 - Proprietà dei terreni attribuite al modello 3D.

	γ [kN/m ³]	V_S [m/s]	D_0 [%]	ν	V_P [m/s]
Marne argillose di Toppo Capuana	21.2	450	2.5	0.438	1350
Flysch di Faeto	22.0	1350		0.373	3000
Melange	22.1	1300	0.5	0.362	2800
Depositi pliocenici	22.6	1500		0.333	3000

In Figura 7.7 i risultati delle simulazioni 3D sono rappresentati come rapporti spettrali di intensità di Housner (0.125÷1.0s) rispetto al valore calcolato in superficie al sito di riferimento chiesa. Si riconosce un'area di massima amplificazione ubicata ad Est di San Giuliano di Puglia, caratterizzata da fattori anche superiori a 2, ed una zona a Sud della scuola (quest'ultima identificata

dalla stella nella parte alta della figura) dove il modello indica amplificazioni pari e superiori a circa 1.5. In entrambi i casi, la litologia è caratterizzata dalla formazione delle argille Toppo Capuana; tuttavia tra le due aree variano notevolmente gli spessori di questa unità, che sono massimi ad Est di San Giuliano di Puglia (circa 300 m) mentre si riducono notevolmente ad Ovest del paese.

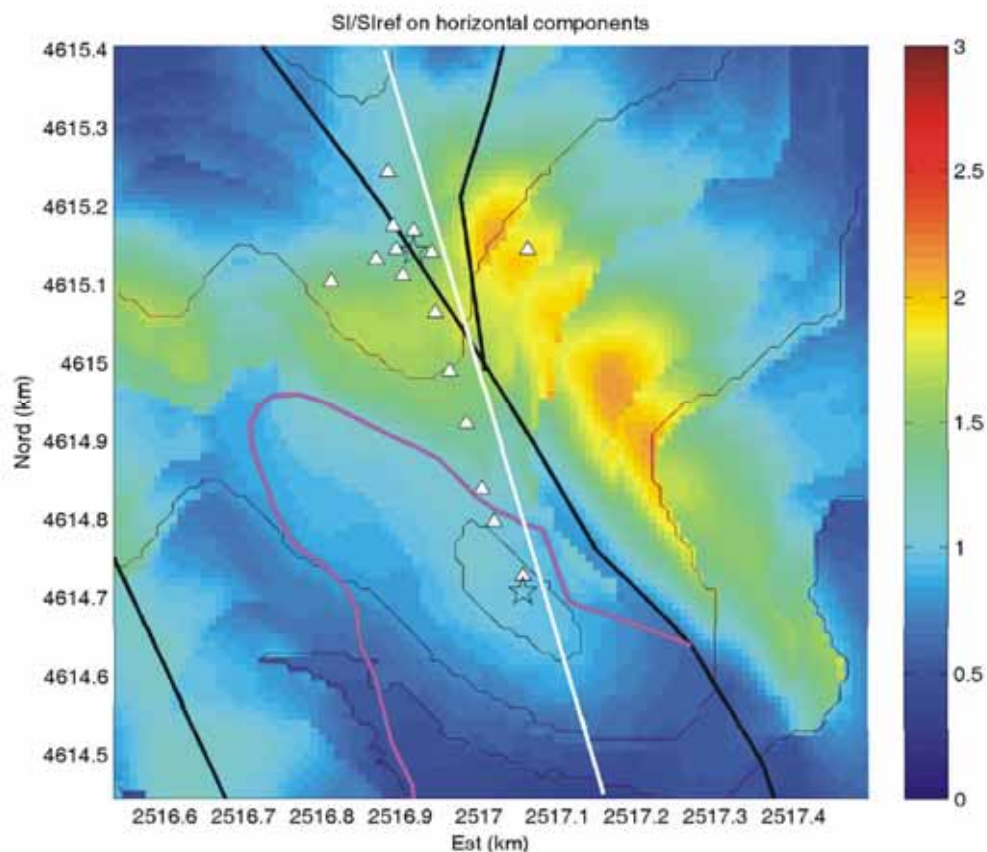


Figura 7.7 - Rapporti di intensità di Housner rispetto al sito di riferimento della chiesa (simbolo stella in basso) ricavati attraverso il modello 3D OO utilizzando come *input* sismico il sismogramma sintetico HIC. L'intensità di Housner è calcolata su entrambe le componenti orizzontali per ogni elemento superficiale del modello, il rapporto restituito in figura è eseguito sulla base del valore massimo tra le due intensità. I simboli triangolari indicano la posizione dei sondaggi geognostici S1-S13, visualizzati a titolo di riferimento. Il simbolo a stella in alto indica la posizione della scuola. La linea bianca indica la traccia della sezione Anvil 2D. La linea color magenta indica il confine di separazione tra le formazioni del flysch di Faeto e delle marne argillose di Toppo Capuana. Le linee nere rappresentano le faglie del modello geologico di riferimento (UniFe-INOGS).

Le simulazioni 3D realizzate nell'ambito del Progetto INGV-S3 indicano l'esistenza di importanti effetti tridimensionali nella risposta sismica dell'area di San Giuliano di Puglia, dovuti principalmente alla complessa geometria del deposito argilloso della formazione Toppo Capuana.

In Figura 7.8 sono confrontati i risultati in termini di intensità di Housner

calcolata nel campo $0.2 \div 2.0$ s mediante i modelli 2D OO (Tabella 7.2) e 3D OO. Il campo di integrazione dell'intensità di Housner è stato condizionato dal fatto che la metodologia successivamente applicata per i confronti con il danneggiamento (§7.3) prevede che SI sia definita nel campo $0.1 \div 2.5$ s oppure nel campo $0.2 \div 2.0$ s; e poiché il modello 3D è caratterizzato da una risoluzione fino a circa 8Hz, sia le simulazioni con il modello 2D OO qui riportate, sia l'intervallo di integrazione dello spettro sono stati adeguati in tal senso. I risultati del modello 3D OO sono riferiti alla componente n344 calcolata sulla traccia in superficie del modello 2D Anvil. Si noti che l'estensione longitudinale del modello 3D è poco meno della metà (1km contro 2.4km) di quello 2D.

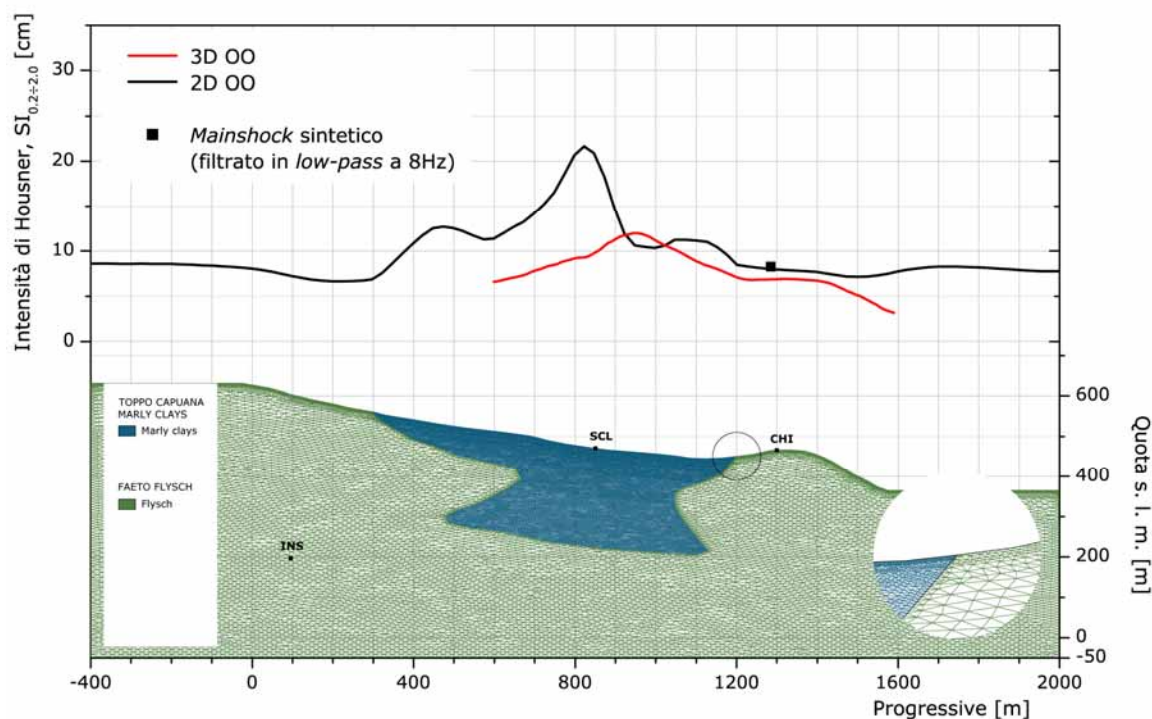


Figura 7.8 - Risultati modelli 3D e 2D omogenei in termini di Intensità di Housner ($0.2 \div 2.0$ s).

Il grafico di Figura 7.8 mostra che a differenza del modello 2D, il 3D indica una zona di massimo scuotimento situata circa 150m a valle della scuola, caratterizzata da un picco di $SI_{0.2 \div 2.0}$ di circa 12cm, mentre il modello 2D stima valori massimi circa doppi proprio in corrispondenza del sito scuola (22cm).

In Figura 7.9 è riportato, sempre in termini di intensità di Housner $0.2 \div 2.0$ s, il profilo di scuotimento ottenuto tramite il modello 2D Anvil HO-IDW, cioè quello che ha fornito la migliore risposta agli *aftershocks* prescelti nelle stazioni accelerometriche DPC (cfr. §6.4).

Dal rapporto tra questo profilo e quello ottenuto dal modello 2D OO è stato ottenuto il fattore HF (linea e scala a dx verdi). Moltiplicando tale fattore per il profilo ottenuto dalle simulazioni 3D OO, si è cercato di includere così, in questo modello, gli effetti dovuti all'eterogeneità superficiale del deposito argilloso. Tali effetti, come già visto in precedenza, hanno mostrato un'incidenza tutt'altro che trascurabile sulla risposta sismica in superficie.

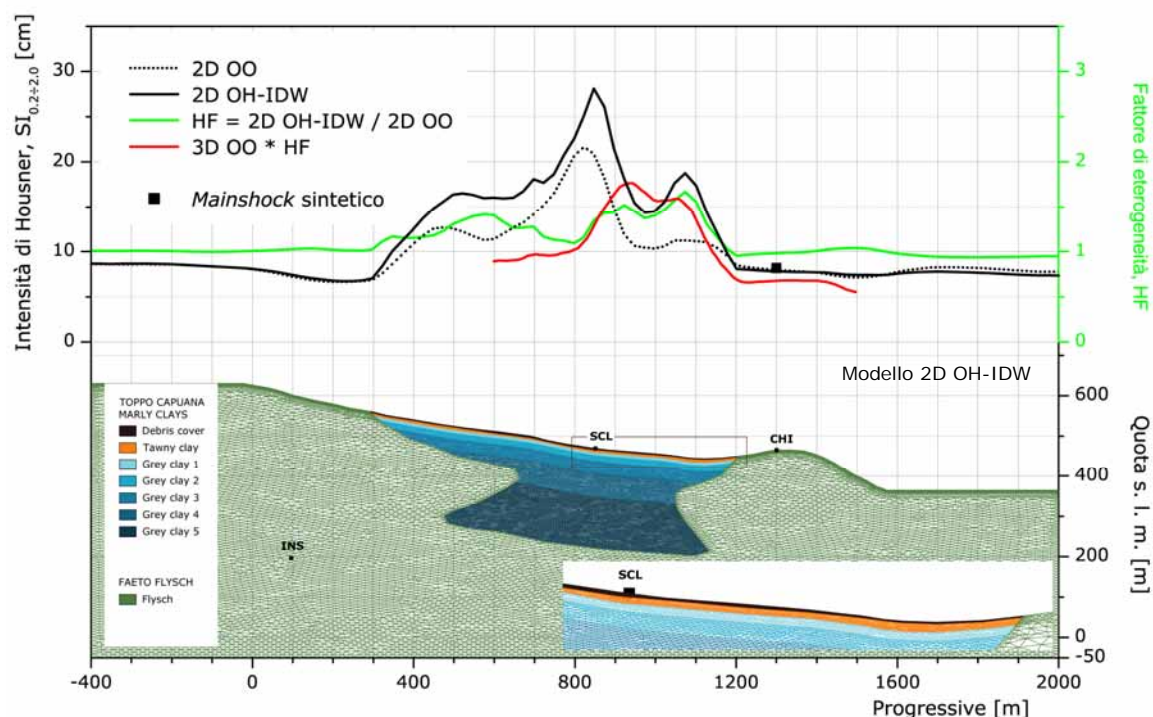


Figura 7.9 - Risultati modelli 2D HO-IDW (linea nera) e 3D OO * HF (linea rossa) in termini di Intensità di Housner ($0.2+2.0s$). HF (linea verde) rappresenta il fattore di eterogeneità ed è ottenuto dal rapporto tra i profili relativi ai modelli 2D HO-IDW e 2D OO (linea tratteggiata).

Nella zona del centro urbano i profili 2D HO-IDW (linea nera) e 3D OO * HF (linea rossa) sono comparabili a valle della scuola (valori di $SI_{0.2+2.0}$ compresi nel campo $15+20cm$) mentre differiscono in prossimità di essa, dove il modello 2D mostra un punto di focalizzazione. Al contrario, secondo il modello 3D la zona di focalizzazione del campo d'onda è posizionata in una fascia parallela all'asse longitudinale del centro urbano ad Est di San Giuliano di Puglia (cfr. Figura 7.7).

7.3 Confronto tra simulazioni e danneggiamento

Dopo il tempestivo intervento delle squadre del QUEST (§3.2) un gruppo di lavoro delle Università della Basilicata (DiSGG) e della "Federico II" di Napoli

(LUPT) ha effettuato, nel mese di novembre 2002, un rilievo sistematico delle caratteristiche tipologiche e del danneggiamento degli edifici del centro abitato di San Giuliano di Puglia (Dolce *et al.*, 2004). La mole di dati raccolta nella campagna di rilievo (circa 450 edifici rilevati) è confluita in due basi di dati, implementate su supporto GIS, che hanno costituito il punto di partenza di tutte le considerazioni, sia qualitative che quantitative, sui caratteri di vulnerabilità e di danneggiamento del patrimonio edilizio di San Giuliano di Puglia³.

Lo strumento di rilievo della vulnerabilità e del danno adottato è stata la scheda AeDES 05/2000, opportunamente modificata. Le integrazioni alla scheda di rilievo AeDES 05/2000, sono state in particolare orientate:

- ad una descrizione più ampia ed articolata dei livelli di danno, introducendo le indicazioni della EMS98;
- e, per quanto concerne gli edifici in muratura (tipologia edilizia molto frequente a San Giuliano di Puglia), alla valutazione dell'influenza delle aperture e degli indebolimenti nelle pareti.

Dolce *et al.* (2004) hanno eseguito lo studio dell'abitato di San Giuliano di Puglia considerando 5 macrozone di riferimento (Figura 7.10). La delimitazione di tali zone è stata effettuata sulla base di considerazioni relative allo sviluppo storico-urbanistico del paese, all'osservazione della morfologia del territorio e ad informazioni di base sulle caratteristiche geologiche.

La Zona 1 (13 edifici rilevati) è caratterizzata dalla diffusa presenza di strutture in c.a.; l'epoca di costruzione di tali edifici va dagli anni '60 ad oggi. In questa zona sono stati peraltro rilevate tracce di deformazioni del sottosuolo che potrebbero aver influito sul grado di danneggiamento osservato.

Le Zone 2A e 2B sono state le zone di espansione del centro abitato a partire dagli anni '30. Nella Zona 2B (122 edifici rilevati) lo sviluppo dell'edificato ha avuto inizio nel corso degli anni '30 ed è proseguito fino alla fine degli anni '60. Le prime realizzazioni erano unità abitative di origine modesta, con un corpo di fabbrica avente generalmente un livello seminterrato e fino a due livelli fuori terra. La modalità costruttiva tipica è simile a quella del nucleo antico, ovvero impianto murario a sacco con due paramenti scollegati e pietre irregolari. Nella configurazione attuale, questi edifici sono stati spesso ampliati, mantenendo invariato il numero di piani, mediante realizzazione di strutture orizzontali senza

³ Si tenga presente che tutte le mappe, e molti dei grafici ad esse correlati, presentati in questo paragrafo sono state eseguite a partire da questo *database* GIS (Vona, 2007).

alcun collegamento con l'edificio originario. In questa zona il livello di danno osservato è mediamente elevato.

La Zona 2A (60 edifici rilevati) è stata edificata in epoca più recente rispetto alla 2B. La tipologia edilizia caratteristica è paragonabile a quella della zona 2B, ma gli edifici, essendo più recenti, non hanno subito lo stesso processo evolutivo descritto per la zona 2B, ed inoltre vi è una significativa presenza di edifici in c.a.. Il livello di danno osservato è mediamente elevato. Sia nella zona 2A sia nella zona 2B sono presenti soprelevazioni mal realizzate, che hanno favorito il verificarsi di gravi meccanismi di danno.

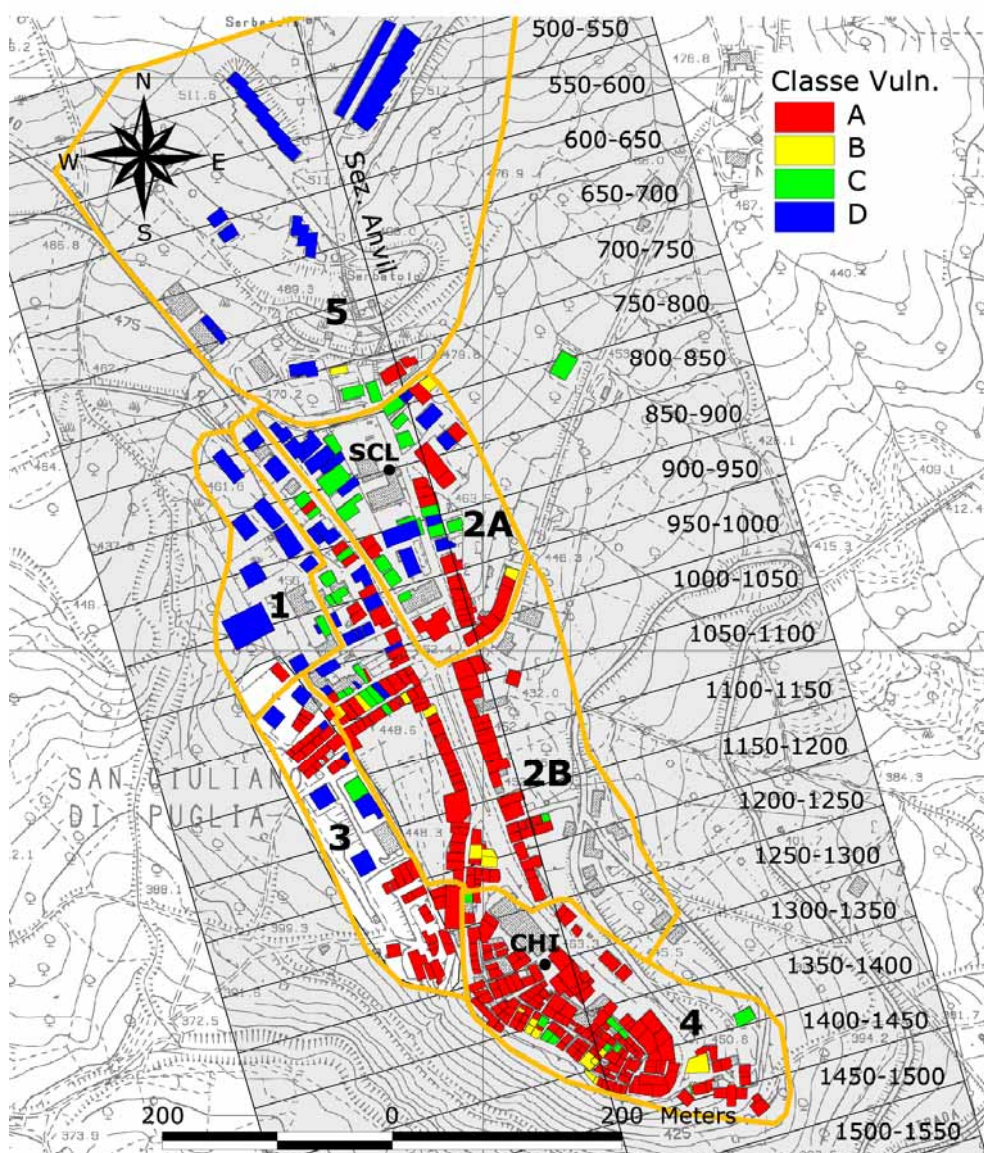


Figura 7.10 - Mappa della distribuzione delle classi di vulnerabilità a San Giuliano di Puglia (adattata da Dolce *et al.*, 2004).

La Zona 3 (54 edifici rilevati), situata sul versante a ovest del centro abitato, si caratterizza tipologicamente per la presenza di edifici in c.a. ed in muratura costruiti dagli anni '60 ad oggi. Vi si trovano, tra quelli più datati, edifici in muratura, collocati perlopiù nella parte sud di questa zona. Il livello di danno rilevato è mediamente basso.

La Zona 4 (194 edifici rilevati) corrisponde sostanzialmente al centro storico, di epoca medievale. La tipologia strutturale verticale più diffusa è caratterizzata da un impianto murario di bassa qualità realizzato generalmente a sacco, con paramenti non collegati. Sono presenti alcuni interventi di sopraelevazione. Le strutture orizzontali più diffuse sono in legno (più antiche) o in putrelle di acciaio. Le coperture sono generalmente realizzate in legno. In questa zona si sono osservati danni perlopiù di livello medio.

La Zona 5 (16 edifici rilevati) delimita la parte di più recente espansione del centro abitato. Sono presenti edifici in c.a. di recente costruzione ed edifici in muratura che hanno generalmente le stesse caratteristiche descritte per la zona 2A. Il livello di danno osservato varia tra lieve e medio.

L'assegnazione degli edifici del centro abitato di San Giuliano ad una definita classe tipologico-strutturale riveste un ruolo di cruciale importanza, essendo alla base delle valutazioni statistiche del danno, eseguite per mezzo di Matrici di Probabilità di Danno (DPM). Del resto l'assegnazione degli edifici ad una classe tipologica può essere vista come una implicita attribuzione di vulnerabilità.

Le diverse tipologie strutturali sono state individuate, per gli edifici in muratura e gli edifici misti, utilizzando la scheda AeDES modificata. Agli edifici in c.a., presenti in numero estremamente limitato, è stata attribuita generalmente la classe C, che tipicamente caratterizza gli edifici in c.a. privi di protezione sismica⁴. Per quanto riguarda la vulnerabilità, lo schema adottato a San Giuliano di Puglia per l'attribuzione della classe a ciascun edificio può essere riassunto con la Tabella 7.4.

Nella Figura 7.10 è mostrata la distribuzione delle classi di vulnerabilità per il centro abitato elaborata da Dolce *et al.* (2004). La zona più vulnerabile appare essere quella comprendente il centro storico (Zona 4) che presenta la più elevata percentuale di edifici in classe A, ma anche la zona 2B presenta un'apprezzabile percentuale di edifici ricadenti nella classe maggiormente vulnerabile.

⁴ Non essendo il Comune di San Giuliano di Puglia classificato come sismico, è stata prassi comune adottare criteri di progettazione e costruttivi tipici degli edifici destinati a resistere ai soli carichi verticali.

Tabella 7.4 - Schema adottato per l'attribuzione della classe di vulnerabilità dell'edificio (Vona, 2007).

	STRUTTURE VERTICALI			
STRUTTURE ORIZZONTALI	Muratura scadente	Muratura media	Muratura buona	Cemento armato
Volte	ALTA	ALTA	ALTA	
Solai in legno (molto deformabile)	ALTA	ALTA	MEDIA	
Solai in acciaio (deformabile)	MEDIA	MEDIA	MEDIO BASSA	
Solai in c.a.	MEDIA	MEDIO BASSA	MEDIO BASSA	MEDIO BASSA
Edifici antisismici & adeguati	BASSA	BASSA	BASSA	BASSA

Per l'esecuzione del confronto tra simulazioni numeriche e danneggiamento sono state tracciate, mediante GIS, delle fasce di larghezza pari a 50m, ortogonali alla sezione di riferimento (cfr. Figura 7.10). In corrispondenza di ciascuna fascia è stato riportato l'intervallo di progressione (in metri) lungo l'asse longitudinale della sezione. Non tutti gli edifici ricadenti nelle Zone 3 e 4 sono stati considerati nell'analisi del danno qui esposta. Sono stati infatti esclusi quelli di c. a. ricadenti nella zona 3, che avrebbero inficiato la proiezione dei risultati sulla sezione di riferimento, sia per la tipologia costruttiva differente di quelli più pertinenti alla sezione stessa, e sia perché fondati sulla formazione flyschoidale (Figura 7.11).

In Figura 7.12 è riportata la distribuzione, per classi di vulnerabilità, degli edifici ricadenti in ciascuna fascia. Il grafico mostra che nel centro storico e nella zona 2B (progressive 1000÷1500m) la maggior parte degli edifici sono stati classificati con una vulnerabilità alta; mentre, percorrendo il paese verso Nord dalla progressiva 1000 fino alla 750, si osserva un graduale incremento di edifici caratterizzati da una vulnerabilità medio-bassa rispetto a quelli ad alta vulnerabilità.

Un'efficace rappresentazione della distribuzione del danneggiamento nell'abitato è costituita dalla mappa del danno globale, elaborata secondo la EMS98 (ESC, 1998). Per ogni edificio, sulla base del danno rilevato, con riferimento alle diverse componenti strutturali, sulla scheda AeDES modificata, si è valutato il "livello di danno globale", d_M , mediante la seguente espressione (Dolce *et al.*, 2001):

$$d_M = \sum_j p_j \cdot d_j \quad \text{Equazione 7.1}$$

dove d_j è il livello di danno sulle singole componenti strutturali, e p_j è il peso

attribuito ad ogni componente strutturale tramite la scheda di valutazione AeDES.

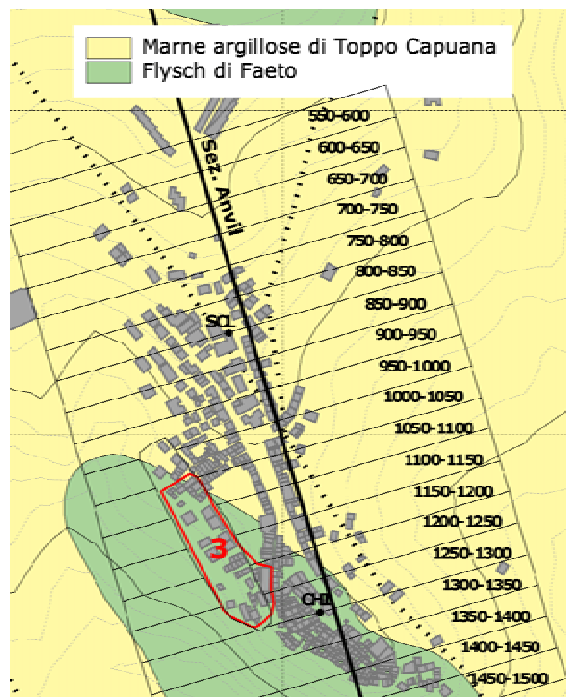


Figura 7.11 - Carta geologica dell'area confrontata con la zona 3.

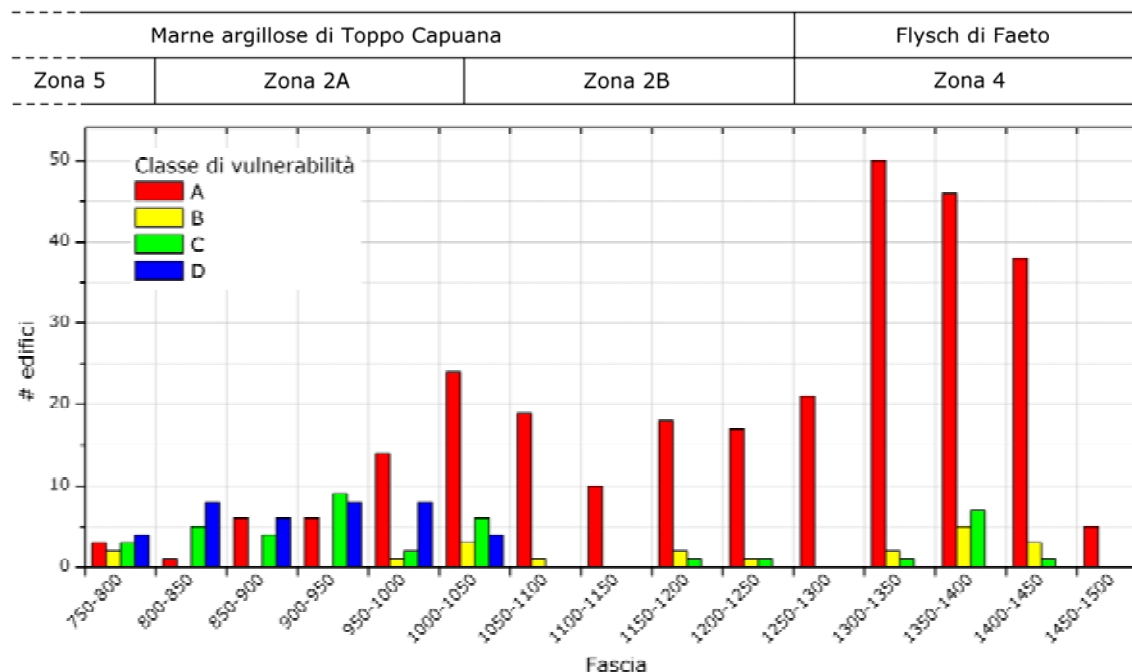


Figura 7.12 - Distribuzione per fasce delle classi di vulnerabilità a San Giuliano di Puglia.

Nella mappa di Figura 7.13 si nota come il danno maggiore ricorra nelle Zone 2A e 2B, con un'elevata frequenza di crolli parziali e totali, corrispondenti ai livelli 4

e 5 della EMS98. Emerge, pertanto, come queste zone, che dall'analisi tipologica risultano le meno vulnerabili, presentino i livelli più elevati di danneggiamento. L'analisi dei dati rilevati mostra quindi la presenza di elevati livelli di vulnerabilità sismica e di danneggiamento, fortemente diversificati tra le diverse zone del centro abitato.

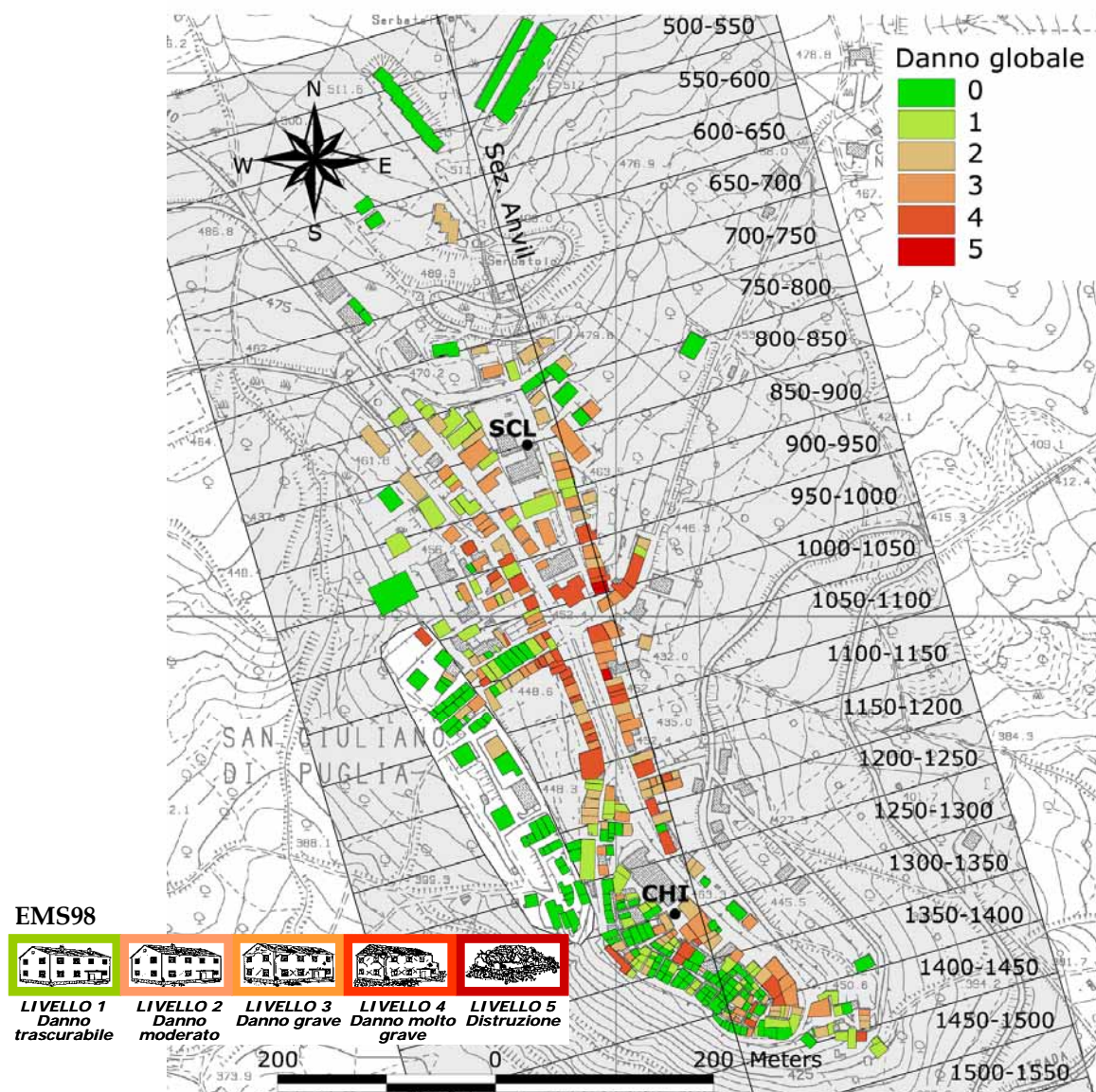


Figura 7.13 - Mappa della distribuzione del danno globale a San Giuliano di Puglia (adattata da Dolce *et al.*, 2004).

Analogamente a quanto fatto per le classi di vulnerabilità, in Figura 7.14 è mostrata la distribuzione del danno globale per ciascuna fascia in cui è stato suddiviso il centro. E' evidente dal grafico il gran numero di edifici, nel centro storico, caratterizzati da un grado di danneggiamento basso o addirittura nullo, rispetto a quelli che hanno subito un danno strutturale medio o elevato. Questa

tendenza si inverte proseguendo verso la parte centrale del centro urbano, tra le progressive 900 e 1200. Mentre nella parte più settentrionale del paese, spostandosi tra le progressive 900 e 750, in una zona dove peraltro sono presenti un cospicuo numero di edifici in c.a., il rapporto tra edifici seriamente colpiti ed edifici poco o per niente danneggiati tende a ritornare ai valori riscontrati nella zona storica.

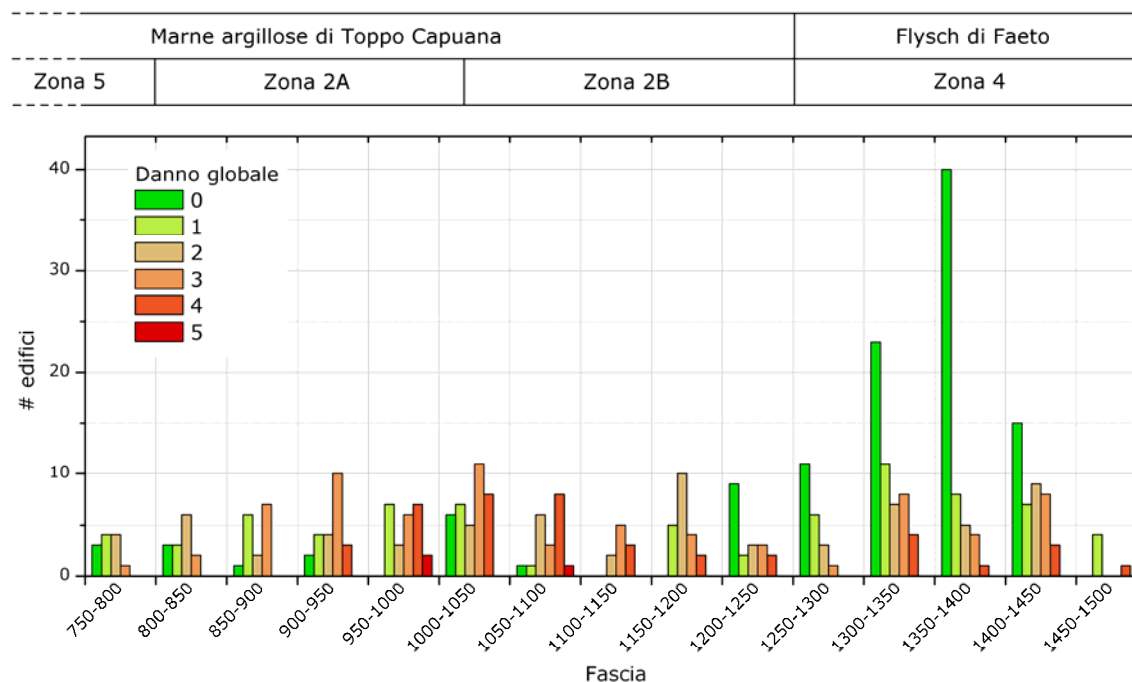


Figura 7.14 - Distribuzione per fasce del danno globale rilevato a San Giuliano di Puglia.

Una visualizzazione più sintetica del danno è offerta dal parametro indice di danno medio, ID_{MED} , definito per un generico gruppo di edifici come:

$$ID_{MED} = \sum_{i=1}^n \frac{d_i \cdot f_i}{n} \quad \text{Equazione 7.2}$$

dove d_i è il generico livello di danno (variabile da 1 a 5), f_i la relativa frequenza percentuale per ogni gruppo di edifici, e $n = 5$ è il numero di livelli di danno non nulli. Il valore di ID_{MED} per l'intero centro abitato è pari a 0.36, sale fino a circa 0.6, per le progressive 1050÷1150, mentre per la zona del centro storico (fasce 1250÷1450) è pari, mediamente, a 0.2 (barre rosse in Figura 7.15).

Per l'individuazione e quantificazione degli effetti di amplificazione del terreno occorsi a seguito di un terremoto, è possibile seguire la procedura di "normalizzazione del danno" proposta da Dolce *et al.* (2001). La procedura riconduce il danno globale riscontrato in un edificio, tramite le matrici di

probabilità di danno (DPM), a quello che si sarebbe riscontrato su un edificio-tipo appartenente ad una classe di vulnerabilità di riferimento. In questo caso, i valori di danno sono stati normalizzati rispetto alla classe di vulnerabilità A. La distribuzione di danno ottenuta dopo l'applicazione del metodo è pertanto riferibile ad un ideale patrimonio edilizio iso-vulnerabile; essa può così evidenziare differenze attribuibili essenzialmente all'entità dell'azione sismica, ed è associata dunque ad effetti di amplificazione locale.

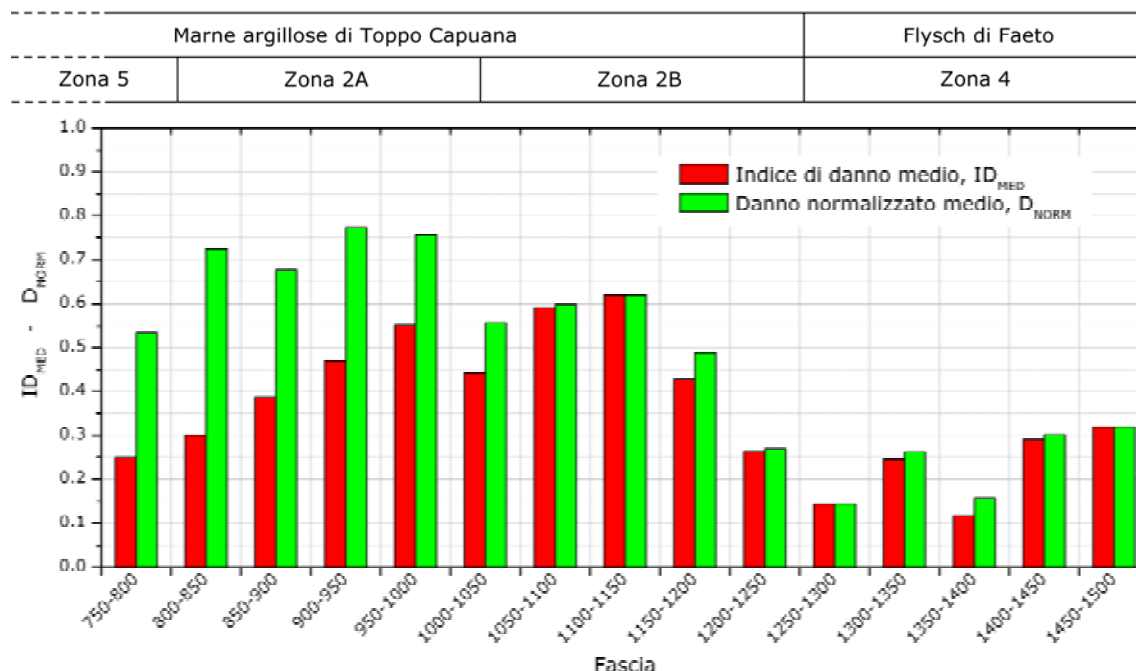


Figura 7.15 - Indice di danno medio e danno normalizzato osservati nelle diverse fasce (Vona, 2007).

La procedura prevede la creazione di funzioni cumulative di probabilità di danno (F_D), costruite sulla base delle DPM, per le diverse classi di vulnerabilità e per differenti intensità macrosismiche. Nel caso in esame, con riferimento all'evento sismico del 31 ottobre, sono state utilizzate le DPM di Tabella 7.5 relative ad un'intensità variabile dal VI al X grado MCS. A titolo esemplificativo, in Figura 7.16 sono riportati gli andamenti delle funzioni cumulative di probabilità di danneggiamento relative al VI grado MCS.

A partire dal danno osservato su di un edificio con classe di vulnerabilità nota (ad esempio B), è possibile, tramite le curve di Figura 7.16, determinare il danno normalizzato, che l'edificio avrebbe subito se fosse stato di classe A. L'applicazione della procedura appena descritta conduce all'elaborazione di abachi che correlano direttamente il danno rilevato al danno normalizzato; quello

relativo sempre all'intensità macrosismica VI (MCS) è mostrato in Figura 7.17. Il danno normalizzato così definito è rappresentato da un valore compreso tra 0 (assenza di danno) e 1 (collasso totale).

Tabella 7.5 - Matrici di probabilità di danno adottate per San Giuliano di Puglia (Vona, 2007).

	Intensità MCS, I _{MCS}	Livello di danno (EMS)					
		0	1	2	3	4	5
CLASSE A	VI	18.8	37.3	29.6	11.7	2.3	0.2
	VII	6.4	23.4	34.4	25.2	9.2	1.4
	VIII	0.2	2.0	10.8	28.7	38.1	20.2
	IX	0.0	0.1	1.7	11.1	37.2	49.8
	X	0.0	0.0	0.2	3.0	23.4	73.4
CLASSE B	VI	36.0	40.8	18.5	4.2	0.5	0.0
	VII	18.8	37.3	29.6	11.7	2.3	0.2
	VIII	3.1	15.5	31.2	31.3	15.7	3.2
	IX	0.2	2.2	11.4	29.3	37.6	19.3
	X	0.0	0.1	1.7	11.1	37.2	49.8
CLASSE C	VI	71.5	24.8	3.5	0.2	0.0	0.0
	VII	40.1	40.2	16.1	3.2	0.3	0.0
	VIII	13.1	32.9	33.0	16.5	4.1	0.4
	IX	5.0	20.6	33.7	27.6	11.3	1.8
	X	0.5	4.9	18.1	33.6	31.2	11.6
CLASSE D	VI	90.0	9.0	1.0	0.0	0.0	0.0
	VII	71.5	24.8	3.5	0.2	0.0	0.0
	VIII	40.1	40.2	16.1	3.2	0.3	0.0
	IX	13.1	32.9	33.0	16.5	4.1	0.4
	X	5.0	20.6	33.7	27.6	11.3	1.8

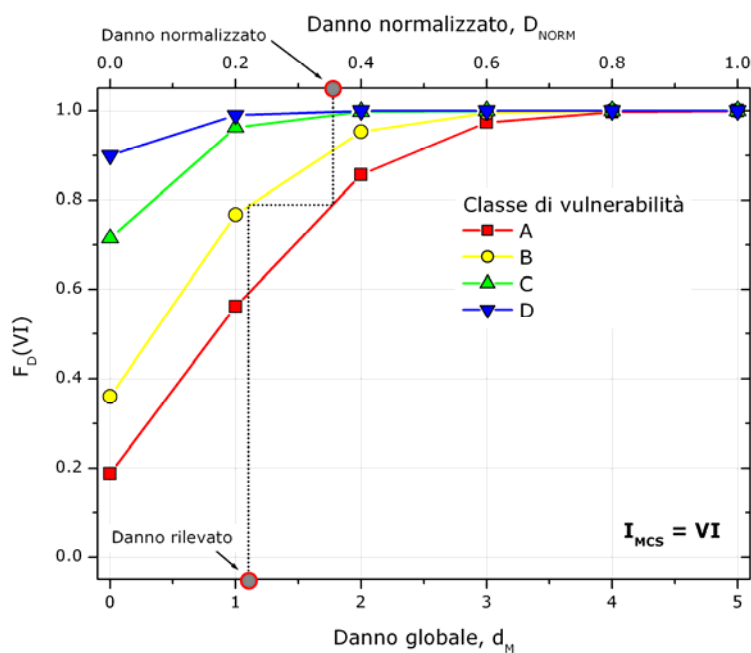


Figura 7.16 - Funzione cumulativa del danno relativa al VI grado MCS (Vona, 2007).

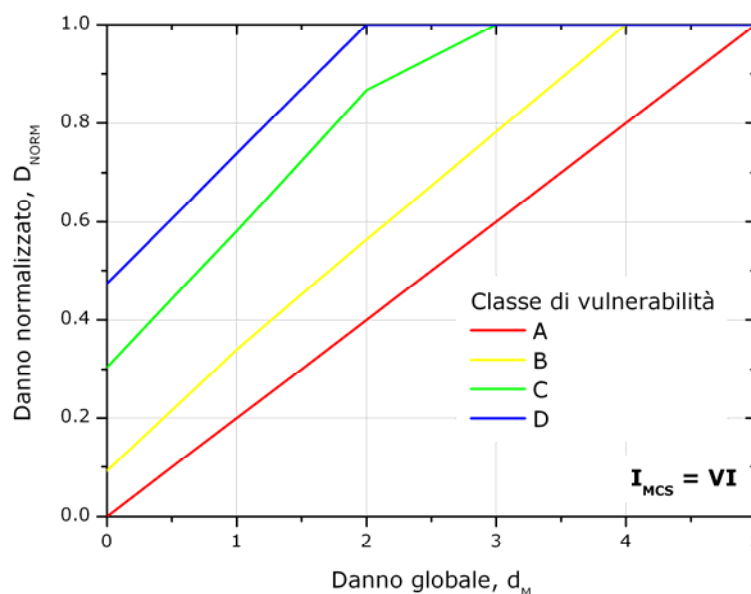


Figura 7.17 - Abaco riferito al VI grado MCS per la determinazione del danno normalizzato (Vona, 2007).

A partire dagli abachi relativi alle intensità macrosimiche sofferte da ciascuna zona del centro urbano a seguito della scossa del 31 ottobre (cfr. Dolce *et al.*, 2004), considerando la distribuzione per classi di vulnerabilità del danno globale rilevato (Figura 7.18), è stato possibile il calcolo del danno normalizzato D_{NORM} per ciascuna fascia in cui è stato suddiviso il paese. I risultati sono rappresentati dall'istogramma in verde in Figura 7.15.

Si può notare che il danno normalizzato segue pedissequamente l'indice di danno medio nella zona del centro storico (4) e nella zona di espansione (2A), fino alla progressiva 1050m, cioè in quelle aree dove la quasi totalità degli edifici presenti sono caratterizzati da un'alta vulnerabilità (cfr. Figura 7.18). Al contrario, nelle zone di più recente costruzione (2B e 5, edificate dopo il '60), posizionate nella parte più settentrionale del centro, a partire dalla progressiva 1050m, il numero di edifici a cui è attribuita una classe di vulnerabilità media o bassa è paragonabile o addirittura superiore a quello degli edifici ad alta vulnerabilità; perciò, in queste fasce, il danno normalizzato medio supera l'indice di danno medio, raggiungendo valori di picco compresi tra 0.7 e 0.8 nelle fasce 800÷1000.

Il risultato della procedura di normalizzazione del danno applicata ad ogni singolo edificio di San Giuliano, è illustrato nella mappa di Figura 7.19. I valori più elevati di D_{NORM} (tra 0.8 e 1) sono raggiunti lungo il corso principale e

nell'area intorno alla scuola. Nelle altre zone, ed in particolare nel centro storico, i valori del danno normalizzato appaiono chiaramente inferiori, in gran parte dei casi minori di 0.6.

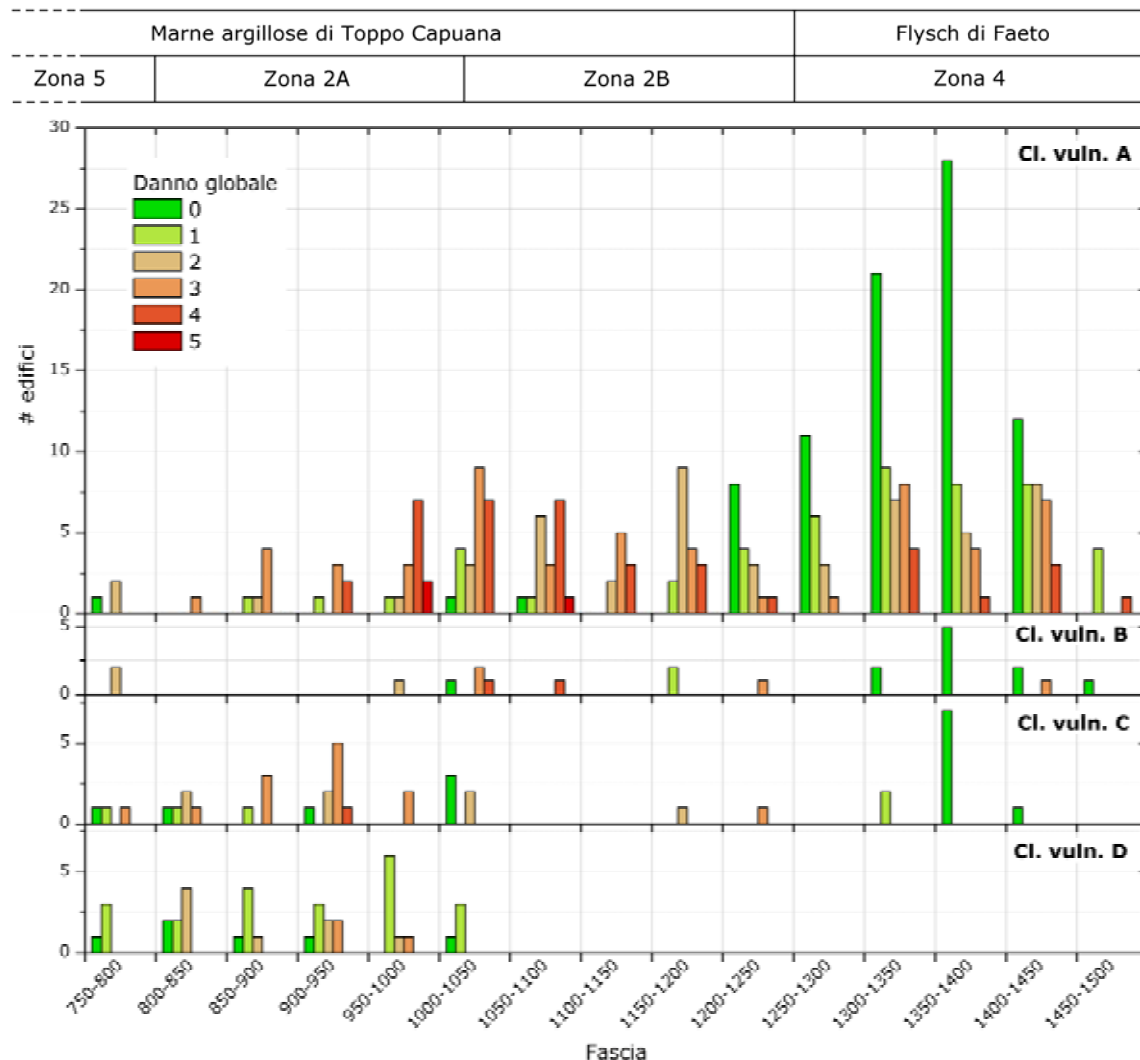


Figura 7.18 - Distribuzione per classi di vulnerabilità del danno globale rilevato.

La distribuzione del danno, in definitiva, sembra confermare forti effetti di amplificazione sismica locale, indotti dall'evento del 31 ottobre, in tutta la zona di recente espansione del centro urbano di San Giuliano di Puglia, ed in particolare nelle Zone 2A e 2B. Tali amplificazioni sono distribuite in maniera qualitativamente simile ai risultati delle simulazioni 3D e 2D, riportati in termini di intensità spettrale in Figura 7.7 e in Figura 7.9.

Per consentire un'efficace comparazione tra il danno rilevato e le simulazioni numeriche, è necessario esprimere anche i risultati di queste ultime in termini di parametri di danno. La costruzione di scenari di danneggiamento agli edifici

necessita di una correlazione tra intensità macrosismica e intensità spettrale. Infatti, i classici modelli di valutazione della vulnerabilità degli edifici (ad esempio le DPM) esprimono il danno agli edifici mediante le intensità macrosismiche, mentre le simulazioni numeriche forniscono tutt'al più distribuzioni dell'intensità spettrale.

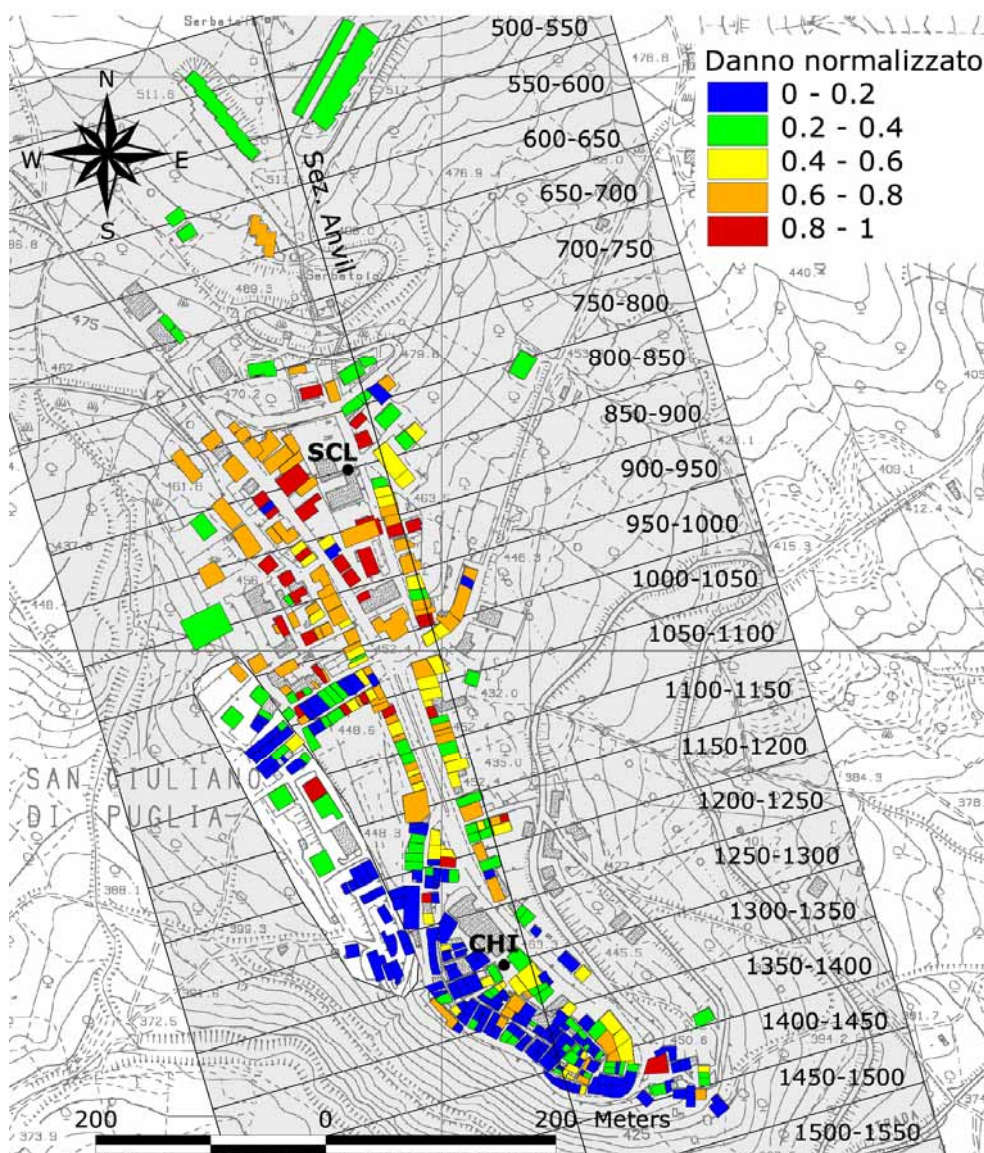


Figura 7.19 - Distribuzione per classi di vulnerabilità del danno globale rilevato a San Giuliano di Puglia (adattata da Dolce *et al.*, 2004).

A tal proposito, nell'ambito del Progetto S3, è stata approntata una correlazione tra intensità macrosismica ed intensità di Housner (Mucciarelli *et al.*, 2007). Tale correlazione è stata realizzata attraverso un'analisi di regressione basata su un campione di circa 60 accelerogrammi estratti dall'*European Strong Motion Database*. I dati utilizzati sono tracce accelerometriche registrate in siti in cui per

ogni evento considerato, è stata stimata in modo attendibile l'intensità macrosismica. Operativamente, considerando per ogni registrazione accelerometrica il massimo valore dell'intensità di Housner calcolato sulle due componenti orizzontali, è stato possibile costruire una regressione in grado di stimare il valore dell'intensità macrosismica MCS a partire dal valore di intensità di Housner. La base dati sperimentale è però caratterizzata da un'ampia dispersione; in più di un caso, si osservano infatti attribuzioni dello stesso grado di intensità MCS a siti in cui sono stati registrati eventi caratterizzati da intensità di Housner che differiscono per oltre un ordine di grandezza. Probabilmente, ciò è dovuto al fatto che la distribuzione del danno è strettamente legata alle tipologie edilizie presenti sul territorio. Inoltre bisogna tener presente che, a causa di fenomeni di amplificazione locale, possono verificarsi moti al suolo sensibilmente diversi anche in siti distanti tra loro poche decine di metri.

La costruzione delle leggi di correlazione è stata eseguita con riferimento all'intervallo di integrazione classico della legge di Housner (0.1÷2.5), ed all'intervallo 0.2÷2.0, considerando tre differenti livelli di smorzamento 5%, 10%, 20% (Tabella 7.6). Per queste leggi i valori di R^2 (scarto quadratico medio tra dato sperimentale osservato e corrispettivo valore di regressione) sono prossimi a 0.6 I_{MCS}^2 . Ciò implica che l'errore connesso all'attribuzione di un valore di intensità macrosismica ad un'intensità spettrale può essere, per casi estremi, anche superiore ad un grado.

Tabella 7.6 - Leggi di correlazione tra Intensità Spettrale di Housner (SI) ed Intensità Macrosismica MCS (I_{MCS}) (Mucciarelli *et al.*, 2007).

Smorzamento [%]	Campo di integrazione 0.1÷2.5s	Campo di integrazione 0.2÷2.0s
20	$I_{MCS} = 1.6773 \cdot \log SI + 8.2309$	$I_{MCS} = 1.7032 \cdot \log SI + 8.4086$
10	$I_{MCS} = 1.6737 \cdot \log SI + 8.0268$	$I_{MCS} = 1.7015 \cdot \log SI + 8.1971$
5	$I_{MCS} = 1.6733 \cdot \log SI + 7.8599$	$I_{MCS} = 1.7030 \cdot \log SI + 8.0242$

Nella Figura 7.20 è riportato l'andamento della correlazione I_{MCS} -SI (0.2÷2.0), ottenuta considerando gli spettri di pseudovelocità smorzati al 5%. Nel grafico è inoltre riportato il campo di variazione dell'intensità di Housner risultante dalle simulazioni numeriche con i modelli 2D e 3D (§7.2); si noti che i corrispondenti valori di I_{MCS} implicano un grado massimo pari al VII.

In realtà, però, l'intensità attribuita a San Giuliano di Puglia, all'indomani della scossa del 31 ottobre 2002, è del VIII-IX grado MCS (cfr. §3.2), che comporterebbe SI maggiore di 1m. Questa discrepanza conferma che il rilievo macrosismico

eseguito a San Giuliano di Puglia dopo il terremoto risente della scadente qualità edilizia del centro abitato, decisamente inferiore alla media del patrimonio edilizio italiano, a cui la correlazione si riferisce.

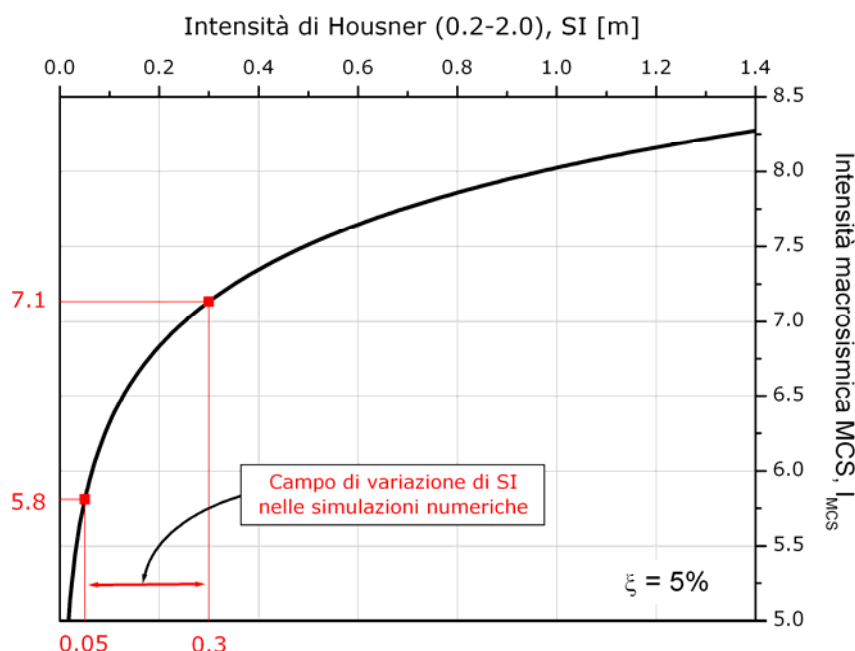


Figura 7.20 - Legge di correlazione tra intensità spettrale di Housner calcolata nel campo 0.2+2.0 (smorzamento del 5%) ed intensità macrosismica MCS (Mucciarelli *et al.*, 2007). Nel grafico è indicato il campo di variazione dell'intensità di Housner simulato dai modelli prescelti (§7.2).

Per confrontare lo scenario di danno derivante dalle simulazioni numeriche con quello localmente osservato espresso in termini di ID_{MED} , è possibile quindi:

- convertire i profili di SI calcolata (cfr. Figura 7.21a) in I_{MCS} , tramite correlazioni come quelle di Tabella 7.6 (nel caso in esame quella di Figura 7.20);
- poi, nota la distribuzione in classi di vulnerabilità degli edifici in ciascuna fascia (cfr. Figura 7.12), applicare le $DPM(I_{MCS})$ di Tabella 7.5, o analogamente, le curve di frequenza cumulata mostrate in Figura 7.17, e ricavando così lo scenario di danno simulato, e perciò ID_{MED} .

A partire dai risultati delle simulazioni numeriche con i modelli 2D Anvil OH-IDW e 3D OO * HF (cfr. Figura 7.9), implementando la suddetta procedura per ogni fascia, si ottengono i grafici di Figura 7.21. I profili delle simulazioni numeriche 2D e 3D, espressi in termini di indice di danno medio (Figura 7.21c), mostrano un comportamento pressoché identico. Ciò è dovuto al fatto che le DPM sono definite in un dominio discreto di valori interi. Tale dominio è rappresentato dai livelli di danno, se le DPM sono usate in maniera diretta;

ovvero dai gradi della scala macrosismica MCS, se usate, come in questa applicazione, in maniera inversa. Questo implica che fintantoché i profili di variazione dell'intensità macrosismica MCS (Figura 7.21b) non superano il valore 6.5, la DPM da utilizzare sarà quella riferita al VI grado MCS; mentre quando questa soglia è superata, giacché il valore massimo dell'intensità macrosismica simulata è circa pari a 7, lo scenario di danno è simulato attraverso la DPM relativa al VII grado MCS.

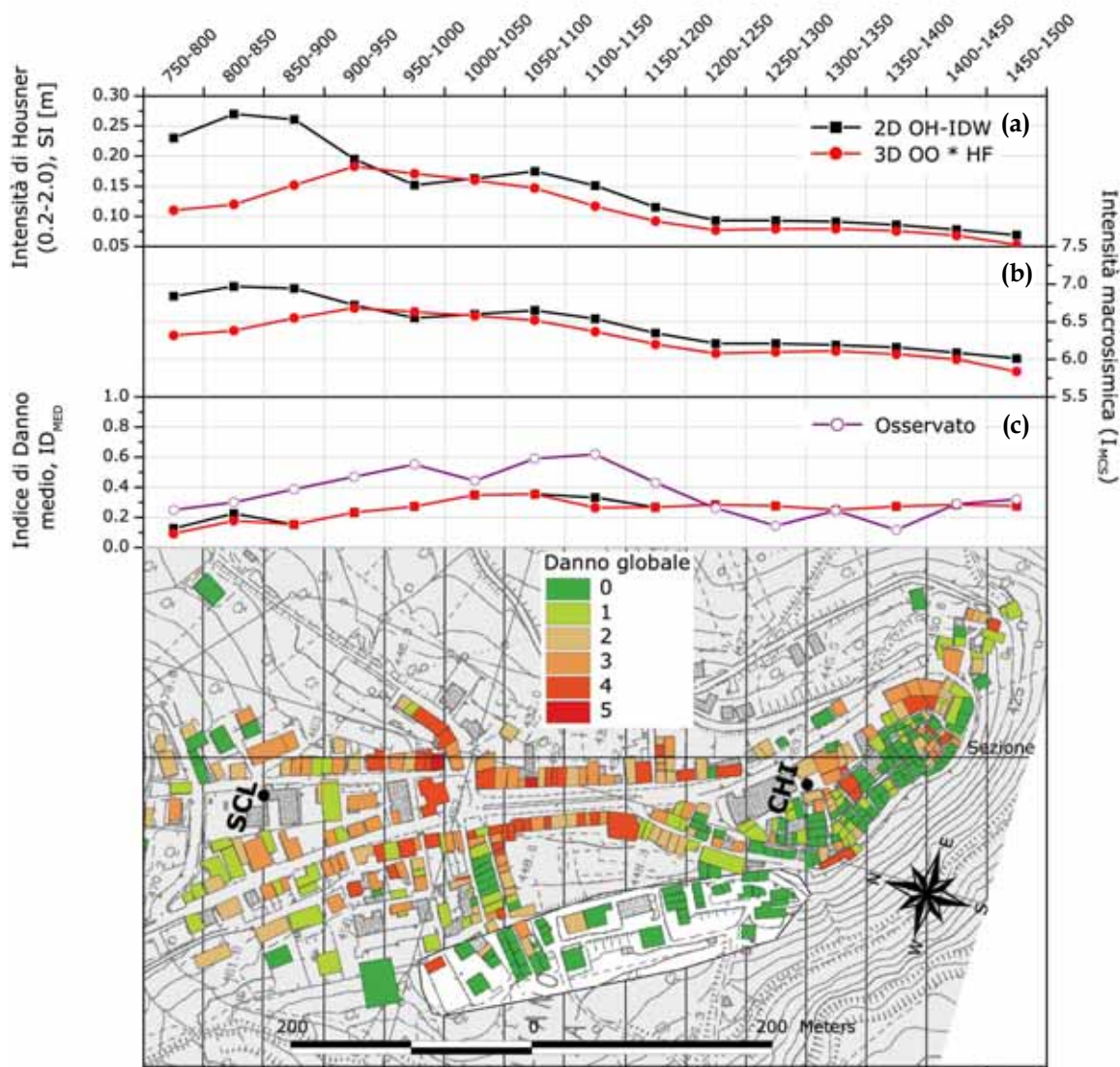


Figura 7.21 – Intensità di Housner (a), intensità macrosismica MCS (b) e indice di danno medio (c) simulati in ciascuna fascia dai modelli 2D Anvil OH-IDW e 3D OO * HF. In Figura 7.21c è inoltre riportato l'indice di danno medio osservato (Vona, 2007).

In Figura 7.21c, per confronto, è riportato anche l'indice di danno medio rilevato (cfr. Figura 7.15). Si può notare che entrambi i modelli non riescono a fornire una soddisfacente stima del danneggiamento osservato; anzi in alcune zone della

parte di più recente costruzione del centro urbano, dove gli edifici sono caratterizzati perlopiù da vulnerabilità medio-basse, i valori simulati dell'indice di danno medio sono addirittura inferiori a quelli relativi al centro storico. Questo dipende ancora una volta dal passaggio $I_{MCS} - ID_{MED}$, perché la procedura tiene in conto solo 4 classi di vulnerabilità. Per migliorare la stima sarebbe necessario introdurre oltre alle classi di vulnerabilità A, B, C e D, le classi intermedie B/C e C/D (Dolce *et al.*, 2001).

Un ulteriore campo di paragone simulazioni-danno è rappresentato dai profili del fattore di amplificazione. Oltre alle simulazioni numeriche è infatti possibile esprimere mediante questa scala anche il danno normalizzato; del resto, questo parametro intende fornire proprio una stima dell'amplificazione locale sulla base del danneggiamento. Utilizzando come sito di riferimento la chiesa, in Figura 7.22 sono restituiti i valori dei fattori di amplificazione derivanti sia dal danno normalizzato (cfr. Figura 7.15) e sia dalle simulazioni numeriche 2D e 3D, espresse in termini di Housner integrata tra 0.2 e 2.0s (cfr. Figura 7.21a).

Operativamente, i fattori di amplificazione sono stati calcolati come rapporto tra il valore riscontrato in ogni fascia dell'intensità di Housner simulata - o, analogamente, del danno normalizzato osservato - ed il relativo valore medio tra quelli attribuiti alle fasce 1250-1300 e 1300-1350 (la chiesa si trova a cavallo tra queste due fasce alla progressiva 1300). Il danno normalizzato (cfr. Figura 7.22) può essere letto oltre che in termini di fattore di amplificazione (scala a sinistra), anche in termini assoluti (scala a destra).

Il grafico riporta inoltre il fattore intensità spettrale medio (0.2÷2.0s), calcolato sulla base dei segnali registrati dalla rete accelerometrica DPC a San Giuliano di Puglia. Come già visto nel §3.3, si è supposta una distribuzione probabilistica di tipo log-normale del rapporto tra SI_{SCL} e SI_{CHI} (cfr. §3.3).

Nella figura si può notare che i modelli 2D e 3D forniscono profili abbastanza simili dal centro storico fino alla progressiva 900m, mentre si differenziano in modo sensibile nella zona della scuola. Il modello 3D riesce ad individuare meglio la zona di massima amplificazione (tra le progressive 900 e 1000m), senza però fornire valori compatibili con le osservazioni sperimentali. Il modello 2D approssima le osservazioni nella zona della scuola, ma per la restante parte del centro urbano fondato nella formazione argillosa, fornisce coefficienti di amplificazione mediamente del 50% inferiori a quelli simulati tramite la distribuzione del danneggiamento.

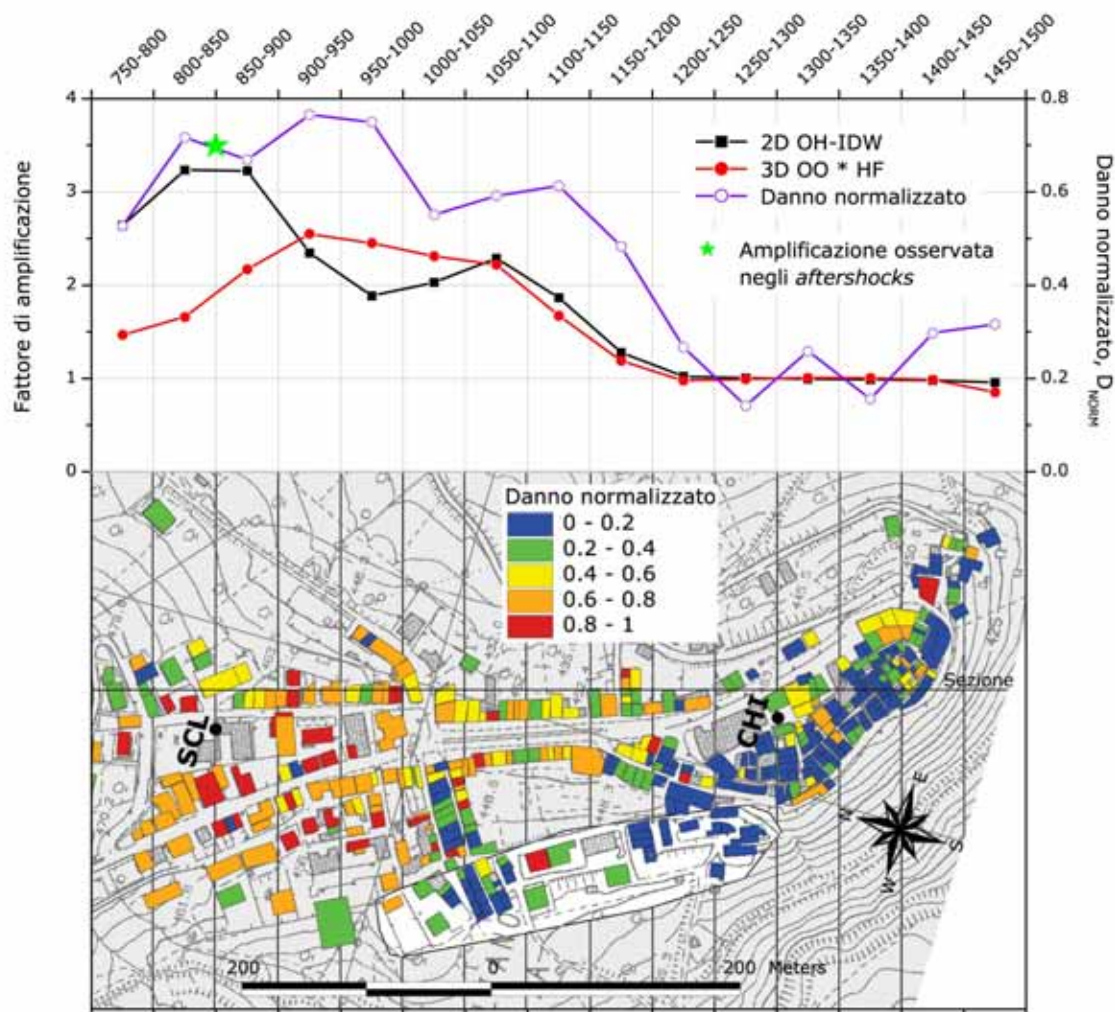


Figura 7.22 – Fattori di amplificazione, per ciascuna fascia, ottenuti tramite i modelli 2D e 3D e ricavati dal danno simulato per un patrimonio edilizio iso-vulnerabile. E' inoltre riportato il fattore di amplificazione rilevato sperimentalmente dai segnali registrati dalla rete accelerometrica mobile DPC.

CONCLUSIONI

È ormai ampiamente riconosciuto che la risposta sismica locale ha una sensibile influenza su distribuzione ed amplificazione dello scuotimento sismico e, conseguentemente, sul danneggiamento indotto dai terremoti. San Giuliano di Puglia rappresenta finora la *case history* più documentata e significativa in Italia, grazie all'importante impegno in termini di risorse sia umane e sia materiali che sono state adoperate dal 2002, a seguito dell'evento sismico del Molise, da parte di numerosi Enti, primo tra tutti il Dipartimento della Protezione Civile.

Questo lavoro di ricerca raccoglie i contributi di diversi studi eseguiti su San Giuliano di Puglia, in particolare nell'ambito del Progetto INGV S3, con l'obiettivo di eseguire analisi di risposta sismica locale ed esprimere i risultati in termini di grandezze significative per la rappresentazione del danno ai manufatti. In questa esperienza l'Ingegneria Geotecnica Sismica è stata efficacemente interfacciata con principi e metodi della Sismologia, della Geofisica, della Geologia e dell'Ingegneria delle Strutture. I risultati degli studi interdisciplinari sul centro urbano di San Giuliano di Puglia hanno quindi rappresentato una favorevole occasione per mettere a punto metodologie di previsione numerica di risposta sismica locale, evidenziandone la sensibilità a fattori geometrici e meccanici.

Una scrupolosa definizione del modello geotecnico di sottosuolo è stata resa possibile grazie al cospicuo numero di indagini *in situ* e prove in laboratorio eseguite, per la maggior parte finalizzate alla definizione del comportamento dei terreni sotto azioni sismiche. A partire da questi dati è stato costruito un modello geotecnico (cfr. §5.3) sintetizzando opportunamente i risultati sia delle indagini in sito e sia delle prove in laboratorio.

Particolare attenzione è stata posta anche nella determinazione del modello geometrico del *bedrock* denominato Anvil, che è stato frutto di estese campagne di indagine geologica e geofisica, svolte nell'ambito del progetto S3. Grazie al gran numero di stratigrafie ricavate dai sondaggi geognostici, reinterpretate secondo la suddivisione dei terreni riconosciuta nelle marne argillose di Toppo Capuana, la stima dello spessore degli strati superficiali è stata eseguita anche con metodi non convenzionali nella pratica geotecnica (dell'*Inverse Distance Weight* e geostatistici).

Ad oggi, grazie alla tempestiva mobilitazione del DPC, San Giuliano di Puglia è il caso più significativo in Italia in cui si dispone di registrazioni accelerometriche

di intensità rilevate in un centro urbano, sia su suolo deformabile e sia su un affioramento più rigido. Queste registrazioni, elaborate in termini di parametri sintetici del moto, hanno evidenziato elevate amplificazioni nel campo delle frequenze fondamentali del patrimonio edilizio colpito dai terremoti del 2002 (cfr. Capitolo 3), e, inoltre, sono state utili ai fini della validazione del modello geotecnico di sottosuolo (cfr. Capitolo 6).

Le analisi numeriche 2D di validazione dei modelli geotecnici di sottosuolo elaborati (cfr. Capitolo 5) hanno mostrato:

- l'influenza, alle basse frequenze, delle caratteristiche geometriche del *bedrock* - molto profondo - sul moto trasmesso in superficie (modelli Basin, Wedge ed Anvil);
- il peso, nel filtraggio delle alte frequenze, degli strati superficiali di coltre detritica ed argilla avana, più alterati e caratterizzati da una minore impedenza sismica rispetto alle formazioni sottostanti (modelli eterogenei a strati paralleli ed IDW);
- l'importanza, in tutto il campo di frequenze significativo ai fini ingegneristici, che ha la costruzione di un modello del terreno di tipo eterogeneo nei confronti di uno omogeneo (modelli OO, OH e HH);
- un'accurata capacità di riproduzione dei parametri sintetici del moto, relativi alle componenti orizzontali (nel piano della sezione) e verticali, delle registrazioni accelerometriche; in particolare per quel che concerne il modello Anvil HO-IDW (cfr. §6.4).

L'accurato rilievo, eseguito pochi mesi dopo la crisi sismica, in merito alle caratteristiche tipologiche e di danneggiamento dell'edificato (Dolce *et al.*, 2004), ha inoltre permesso un confronto diretto tra le simulazioni numeriche dell'evento principale della sequenza sismica e la distribuzione del danno osservato. Infatti la scelta di opportuni parametri del moto in superficie (in particolare l'intensità di Housner SI) permette di esprimere i risultati delle analisi in termini significativi per la simulazione di scenari di danno, come richiesto dal DPC.

La distribuzione del moto in superficie imputabile al *mainshock* del 31 ottobre è stata simulata attraverso analisi 2D e 3D. In quest'ultimo caso le elaborazioni sono state eseguite su di un modello di tipo omogeneo (Priolo e Klin, 2007), che è stato reso confrontabile con le simulazioni 2D con sottosuolo eterogeneo previa correzione per un fattore di eterogeneità (HF).

I risultati dei confronti tra distribuzione del danno osservata e quella simulata tramite modelli 2D e 3D sono stati eseguiti con riferimento ad una sezione che

corre lungo l'asse longitudinale del centro urbano, che ha forma oblunga e si sviluppa su di un crinale. Sono state considerate una serie di macroaree larghe 50m, che comprendono, in senso trasversale, l'intero centro urbano. In ognuna di tali aree sono stati calcolati gli indici di danno medio (Dolce *et al.*, 2004) relativi alle osservazioni ed alle simulazioni numeriche. I risultati sono parzialmente in accordo, e ciò suggerisce di adottare una differente attribuzione delle classi di vulnerabilità degli edifici, con l'inclusione di tipologie di edificio intermedie (classi B/C e C/D).

Un altro confronto, sempre con riferimento all'evento principale, è fornito in termini di distribuzione delle amplificazioni del danno normalizzato e dei parametri sintetici simulati del moto in superficie. Gli scenari di danno simulati hanno mostrato un buon accordo con le osservazioni effettuate all'indomani della crisi sismica sebbene in diverse aree del centro urbano le amplificazioni del moto simulato sottostimino quelle del danno rilevato. Questo genere di confronti possono presumibilmente fornire dei risultati ancora migliori, con una discretizzazione del centro urbano più ristretta in direzione trasversale, cioè se le suddette fasce, invece di comprendere trasversalmente l'intero centro urbano, fossero ulteriormente delimitate.

L'approccio metodologico utilizzato, spiccatamente interdisciplinare, appare comunque molto promettente sotto il profilo della possibile estensione ad altre applicazioni nel campo della difesa dell'ambiente fisico e costruito dalle catastrofi sismiche.

APPENDICE

A.1 Confronti con le indicazioni della normativa sismica nazionale.

La classificazione proposta nell'OPCM 3274 (cfr. Figura 1.6) suddivide il territorio nazionale in 4 zone sismiche; a ciascuna di esse è attribuito un valore di accelerazione di picco orizzontale al suolo (a_g), con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, e un valore di accelerazione orizzontale (a_g/g) di ancoraggio dello spettro di risposta elastico, secondo lo schema di Tabella A.1.

Tabella A.1 - Accelerazioni orizzontali di picco attribuite a ciascuna zona in cui è suddiviso il territorio nazionale (All. 1 - OPCM 3274, 2003).

Zona	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10 % in 50 anni [a_g/g]	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (Norme Tecniche) [a_g/g]
1	> 0.25	0.35
2	0.15÷0.25	0.25
3	0.05÷0.15	0.15
4	< 0.05	0.05

Nell'OPCM 3274 è inoltre precisato che, qualora non si desideri utilizzare il valore di a_g tabellato, le valutazioni di questo parametro dovranno essere effettuate utilizzando metodologie recenti e accettate a livello internazionale, ad esempio *database* aggiornati (con particolare riferimento ai dati sulle sorgenti sismogenetiche, ai cataloghi dei terremoti, alle leggi di attenuazione del moto del suolo, ecc.) e/o procedure di elaborazione trasparenti e riproducibili, che evidenzino le assunzioni effettuate e le relative ragioni. Nello specifico, le accelerazioni di picco stimate con metodi numerici a San Giuliano di Puglia (categoria 2) per l'evento del 31 ottobre sono pari a circa 0.1g al *bedrock* (§3.4.3), quindi inferiori a quelle previste dalla Tabella A.1.

Nell'approccio contemplato nella recente bozza delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC, 2007) si fa invece riferimento alla mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale (Meletti e Montaldo, 2007) recentemente accessibile dal sito *web* dell'INGV. Nello specifico per il territorio di San Giuliano di Puglia la consultazione della base di dati fornisce una accelerazione di picco compresa nel campo 0.200÷0.225g per probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni; quindi dello stesso ordine di grandezza di quella prevista nelle precedenti norme tecniche (cfr. Tabella A.1).

L'analisi delle registrazioni effettuate dalle stazioni accelerometriche mobili del DPC, posizionate nei pressi della chiesa, sull'unità del flysch di Faeto, e della scuola elementare, sulle marne argillose di Toppo Capuana, ha mostrato che il moto sismico è amplificato, tra questi due siti, di un fattore praticamente sempre superiore a 2, e mediamente pari a 3 ± 4 nel campo di frequenze $2\div 10\text{Hz}^1$ (cfr. §3.3), che rappresenta l'intervallo al quale appartengono le prime frequenze di risonanza per le tipiche strutture di San Giuliano di Puglia (Baranello *et al.*, 2003). Applicando la classificazione dei suoli contenuta nella Normativa Sismica attualmente in vigore in Italia (OPCM 3274, 2003), i fattori di amplificazione stratigrafica da essa deducibili non corrispondono a quelli osservati sperimentalmente. In base alle $V_{S,30}$ le formazioni del flysch di Faeto ($V_{S,30}=780\text{m/s}$) e delle marne argillose di Toppo Capuana ($V_{S,30}=290\text{m/s}$) sono attribuibili a classi di sottosuolo rispettivamente B e C, e quindi con lo stesso fattore di amplificazione stratigrafica S , pari a 1.25. Se si tenesse in considerazione anche l'aggravio dovuto al fattore di amplificazione topografica, l'area edificata sull'unità flyschoidale sarebbe da considerarsi ancor più pericolosa di quella dell'unità argillosa.

Nell'NTC le categorie B e C da attribuire rispettivamente alle unità flyschoidale ed argillosa sono le medesime consigliate dall'OPCM 3274. I fattori di amplificazione delle accelerazioni di picco invece variano, in funzione del valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale (F_0), nell'intervallo $1.00\div 1.50$ per il sottosuolo di tipo B, e tra 0.90 ed 1.80 per il tipo C. Valori in ogni caso non rappresentativi delle reali amplificazioni verificate nel sito (cfr. §3.3).

L'incongruenza tra amplificazioni misurate e valutate attraverso la normativa scaturisce dal fatto che lo spessore dell'unità argillosa al di sotto di San Giuliano di Puglia è dell'ordine delle centinaia di metri, e questa evenienza si verifica spesso in Italia, in particolare nel contesto appenninico. Però nell'NTC (2007) si legge anche che *“L'influenza del profilo stratigrafico sulla risposta sismica locale può essere valutata in prima approssimazione con riferimento alle categorie di sottosuolo [...] per determinati sistemi geotecnici o se si intende aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella*

¹ E' però necessario precisare che questa stima è ottenuta dall'analisi di 12 scosse di assestamento della sequenza sismica del Molise del 2002, caratterizzate da magnitudo locali comprese nell'intervallo $3.5\div 5.2$ (a meno di un evento per cui $M_L=2.9$). Ma siccome gli effetti di non linearità indotti dall'evento del 31 ottobre ($M_W=5.8$) sono abbastanza trascurabili (cfr. §7.1), sembra plausibile attribuire amplificazioni del medesimo ordine di grandezza anche a questo evento.

progettazione possono essere determinate mediante specifiche analisi di risposta sismica locale. Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni, da determinare mediante specifiche indagini e prove.”. A rigore, quindi, le condizioni di sottosuolo apparentemente semplici per la loro omogeneità litologica, dovrebbero essere annoverate tra quelle complesse per le quali le NTC consigliano l'esecuzione di specifiche analisi di risposta sismica locale.

A.2 Segnali registrati dalla rete accelerometrica DPC

Nelle Figure A1-6 sono riportati i segnali sismici significativi registrati dalla rete accelerometrica installata a San Giuliano di Puglia (cfr. Tabella 3.6b). I risultati sono espressi in termini di spettri di risposta in accelerazione registrati nei pressi dei siti chiesa (grafici a-d) e scuola (b-e), e dei relativi rapporti spettrali (c-f), con le componenti orizzontali proiettate parallelamente e perpendicolarmente alla direzione n344 che congiunge le due stazioni.

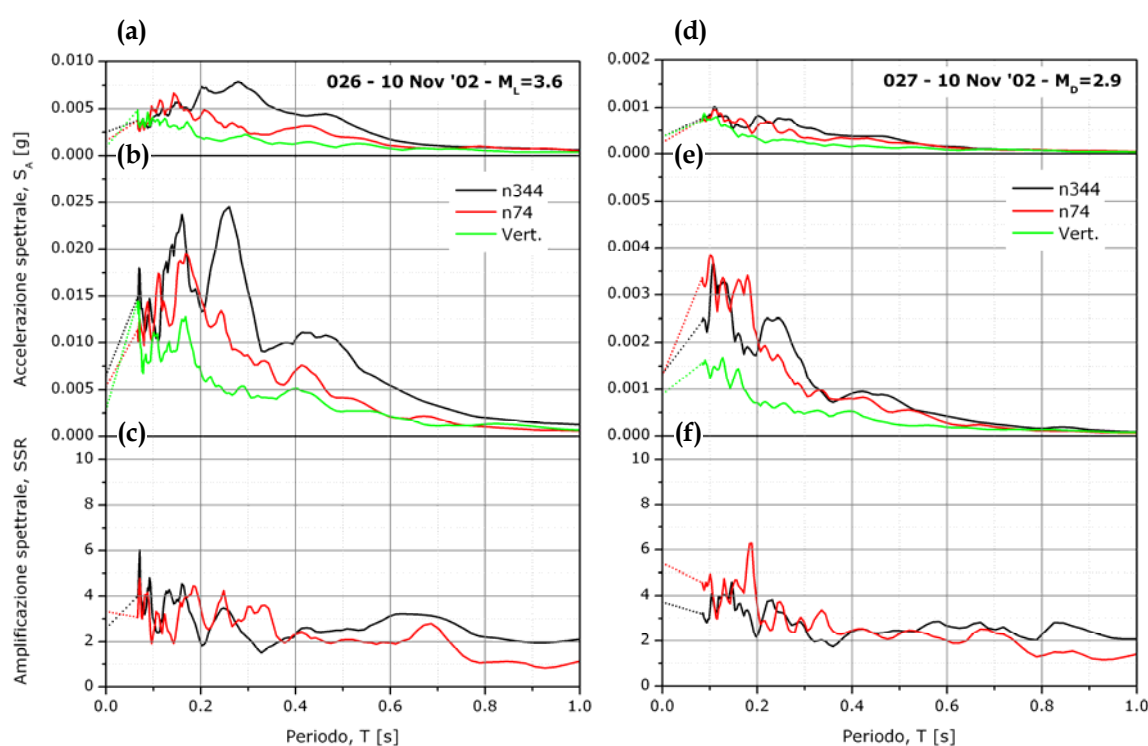


Figura A.1 - Segnali sismici 026 (a-b-c) e 027 (d-e-f) registrati dalle stazioni accelerometriche DPC in termini di spettri di risposta in accelerazione nei siti chiesa (a-d) e scuola (b-e) e relativi rapporti spettrali (c-f).

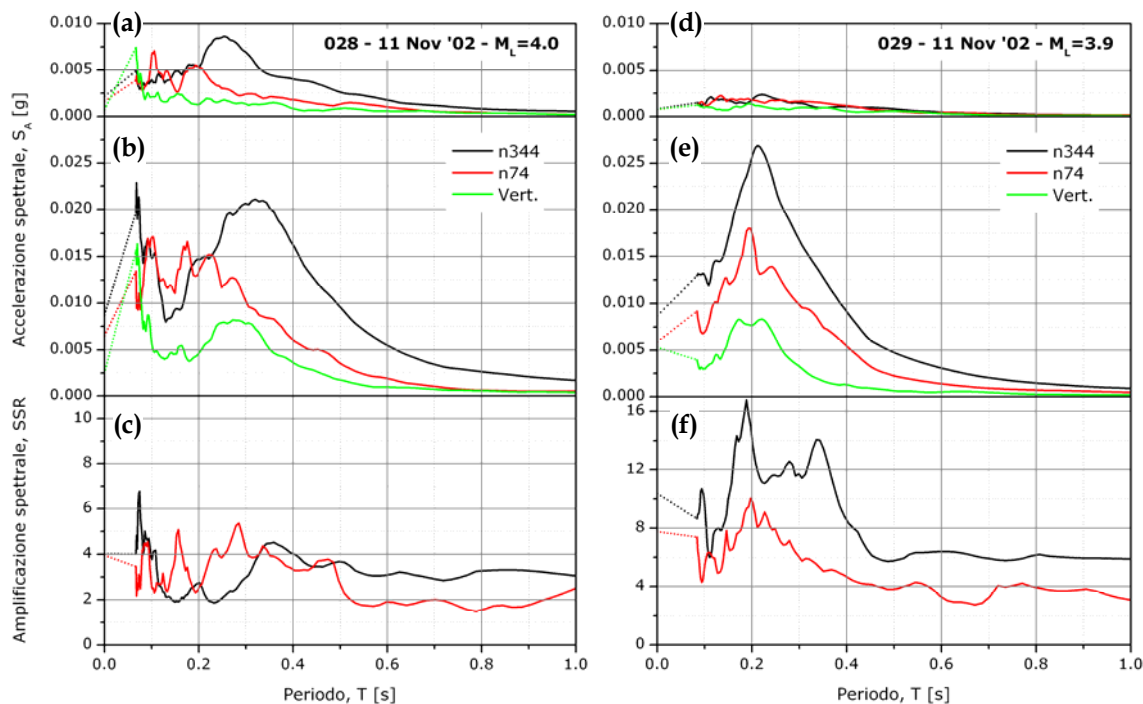


Figura A.2 - Segnali sismici 028 (a-b-c) e 029 (d-e-f) registrati dalle stazione accelerometriche DPC in termini di spettri di risposta in accelerazione nei siti chiesa (a-d) e scuola (b-e) e relativi rapporti spettrali (c-f).

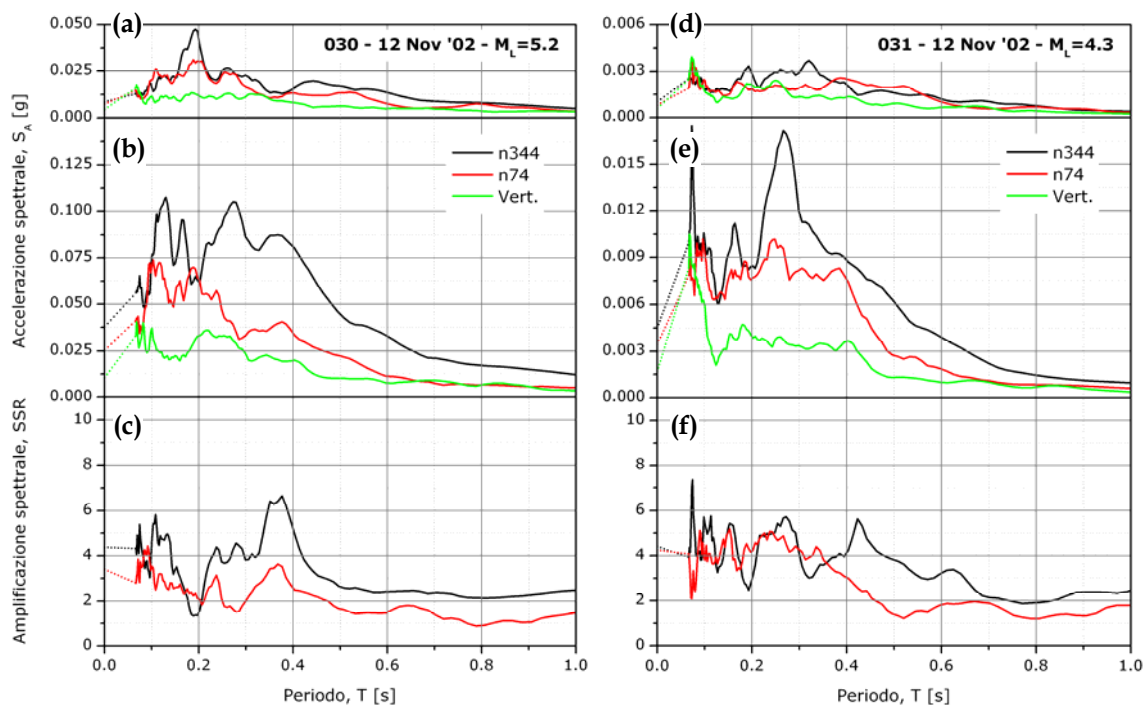


Figura A.3 - Segnali sismici 030 (a-b-c) e 031 (d-e-f) registrati dalle stazione accelerometriche DPC in termini di spettri di risposta in accelerazione nei siti chiesa (a-d) e scuola (b-e) e relativi rapporti spettrali (c-f).

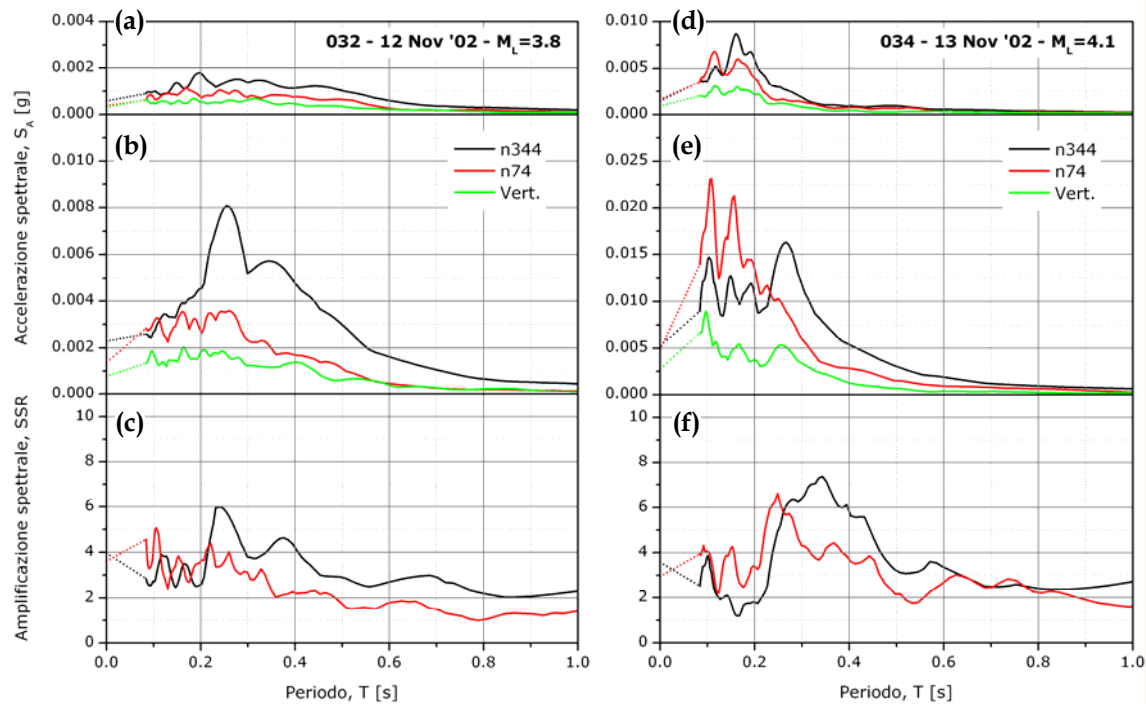


Figura A.4 - Segnali sismici 032 (a-b-c) e 034 (d-e-f) registrati dalle stazioni accelerometriche DPC in termini di spettri di risposta in accelerazione nei siti chiesa (a-d) e scuola (b-e) e relativi rapporti spettrali (c-f).

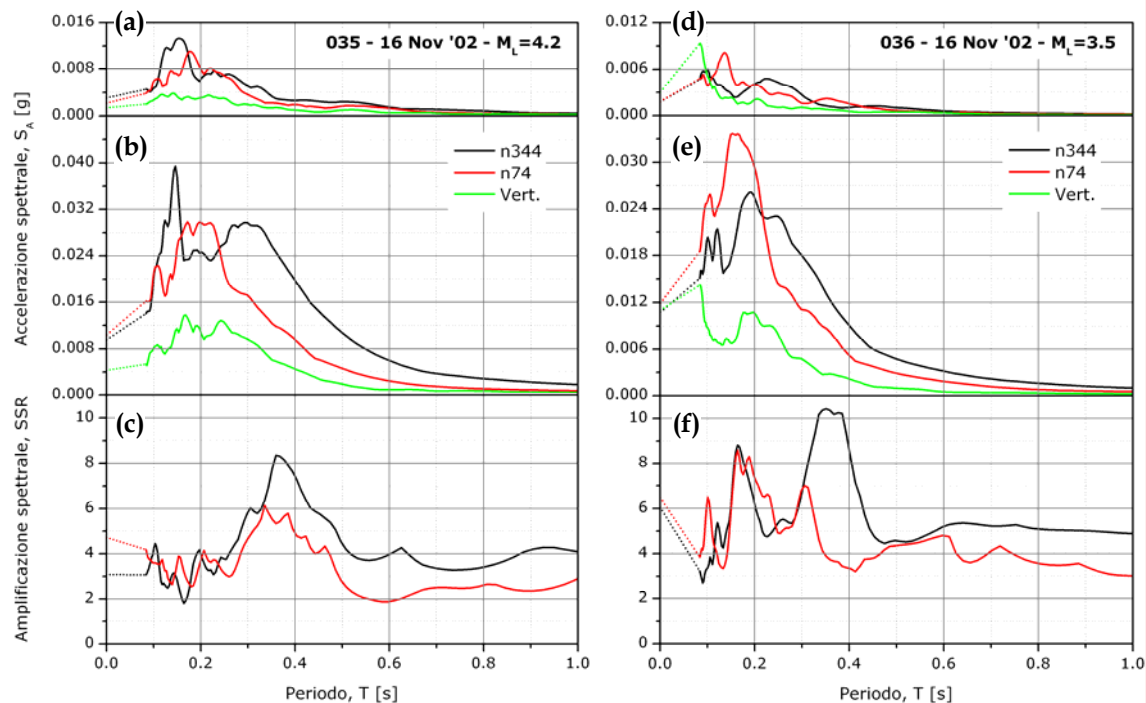


Figura A.5 - Segnali sismici 035 (a-b-c) e 036 (d-e-f) registrati dalle stazioni accelerometriche DPC in termini di spettri di risposta in accelerazione nei siti chiesa (a-d) e scuola (b-e) e relativi rapporti spettrali (c-f).

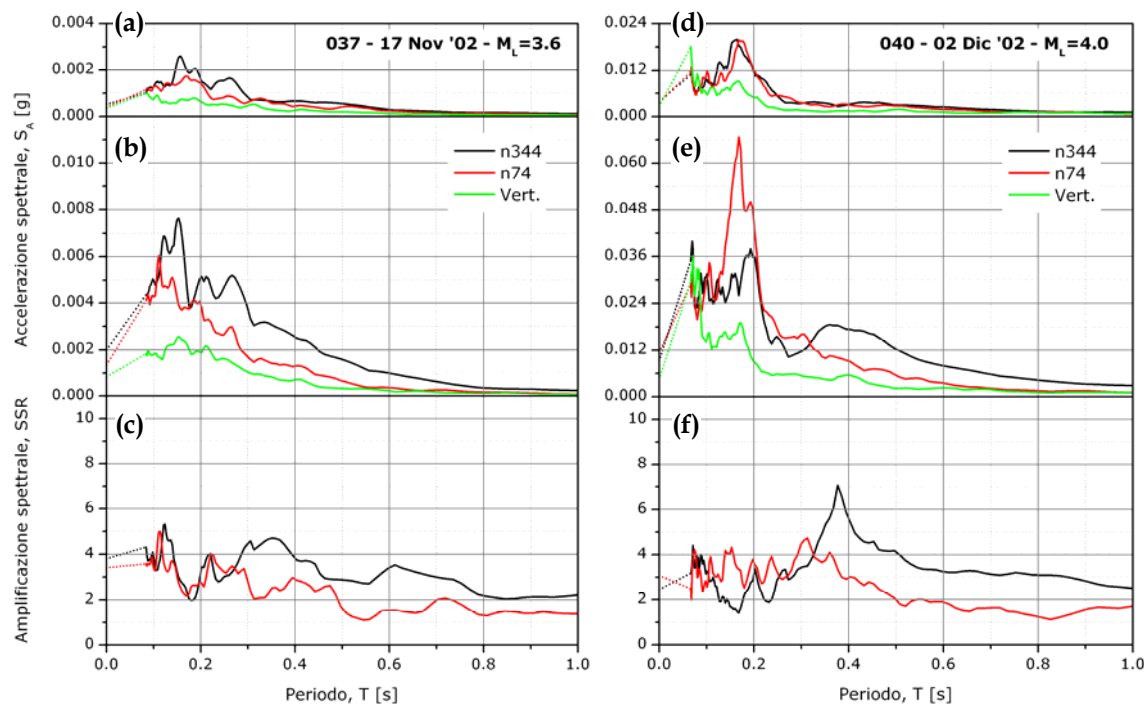


Figura A.6 - Segnali sismici 037 (a-b-c) e 040 (d-e-f) registrati dalle stazioni accelerometriche DPC in termini di spettri di risposta in accelerazione nei siti chiesa (a-d) e scuola (b-e) e relativi rapporti spettrali (c-f).

I grafici a-b-d-e (Figure A1-6) mostrano che gran parte del contenuto energetico degli *aftershocks* ricade nell'intervallo $0.1 \div 0.5$ s ($2 \div 10$ Hz). Mentre quasi tutti i rapporti spettrali (grafici c-f) evidenziano fattori di amplificazione mediamente pari a $3 \div 4$ nel campo $0.1 \div 0.5$ s e pari a $2 \div 3$ nel campo $0.5 \div 1.0$ s. Gli unici 2 *aftershocks* per i quali non è verificata questa condizione sono lo 029 (Figura A.2f) e lo 036 (Figura A.5f), per i quali i fattori di amplificazione medi nei campi $0.1 \div 0.5$ s e $0.5 \div 1.0$ s sono molto più alti (rispettivamente tra 7 ed 11 e tra 4 e 6). Si noti che questi due eventi sono con epicentro più prossimo alle stazioni accelerometriche ($2 \div 4$ km) (cfr. Figura 3.8).

In Figura A.7 sono riportati i diagrammi polari delle registrazioni accelerometriche degli *aftershocks* 030 e 040, cioè i segnali usati per la validazione dei modelli al Capitolo 6. I grafici non mostrano alcuna polarizzazione dei segnali sismici lungo una particolare direzione, a causa sia della vicinanza degli ipocentri della sequenza sismica, sia della geometria tipicamente 3D del deposito. Sulle registrazioni accelerometriche 030 e 040 è stata inoltre eseguita la trasformata di Fourier, con tecnica FFT (*Fast Fourier Transform*), tramite il programma SeismoSignal (SeismoSoft, 2004). Ai diagrammi spettrali non finestrati è stata poi applicata una finestra mobile di Hanning (Figura A.8) come

suggerito da Cara *et al.* (2005). Per eseguire tale processo è stata elaborata una *routine*, per mezzo del linguaggio di programmazione MatLab.

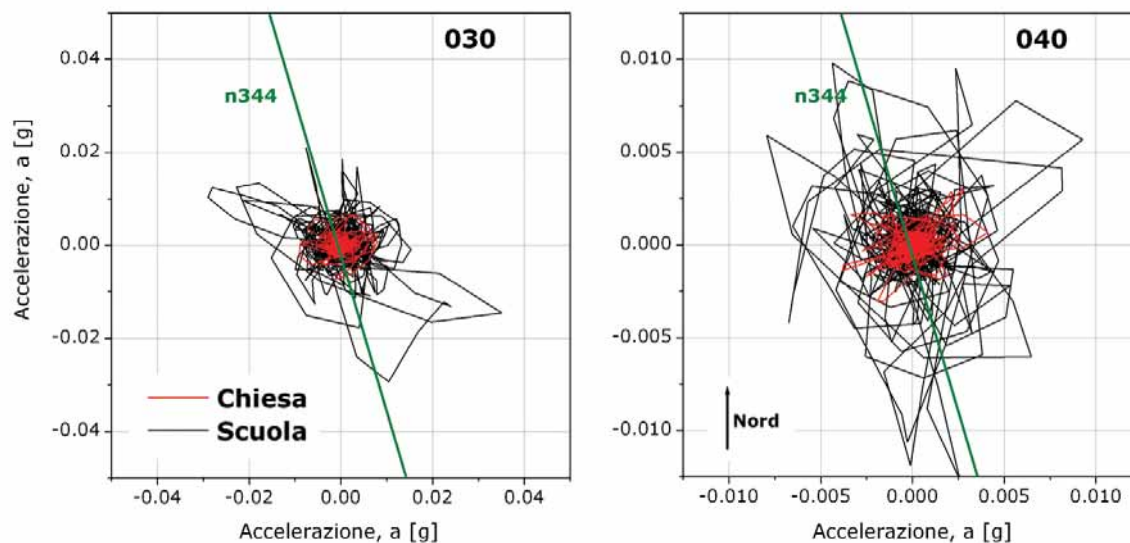


Figura A.7 - Diagrammi polari delle registrazioni 030 e 040 nei siti chiesa e scuola; ai diagrammi è sovrapposta la direzione (n344) della dorsale su cui è edificato il centro abitato.

In Figura A.9 (evento 030, 12 novembre, $M_L=5.2$) e Figura A.10 (evento 040, 2 dicembre, $M_L=4.0$) sono riportati rispettivamente gli spettri di Fourier finestrati secondo Hanning a 1Hz^2 ed i relativi fattori di amplificazione. Dall'esame delle figure si può notare che i segnali sismici registrati sviluppano la maggior parte dell'energia in un intervallo di frequenze tra 2 e 10 Hz; è ancora una volta evidente la sistematica amplificazione del moto sismico in corrispondenza della stazione accelerometrica posta nei pressi della scuola.

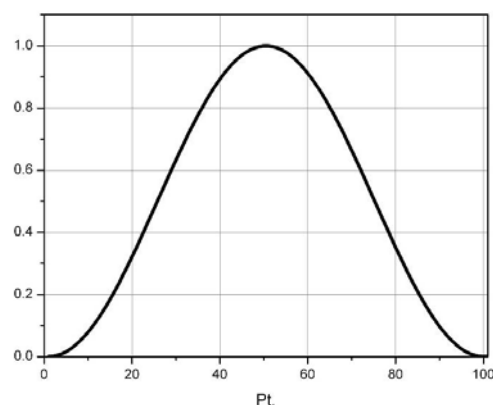


Figura A.8 - Esempio di filtro di Hanning.

² La dimensione in Hz della finestra è definita mediante la relazione: $D[\text{Hz}] = D[\text{Pt}] \cdot \Delta f$, dove $D[\text{Pt}]$ rappresenta la dimensione in punti della finestra di Hanning e Δf il passo di campionamento dello spettro di Fourier (fissato in base alla durata del relativo accelerogramma e pari a 0.02441 Hz).

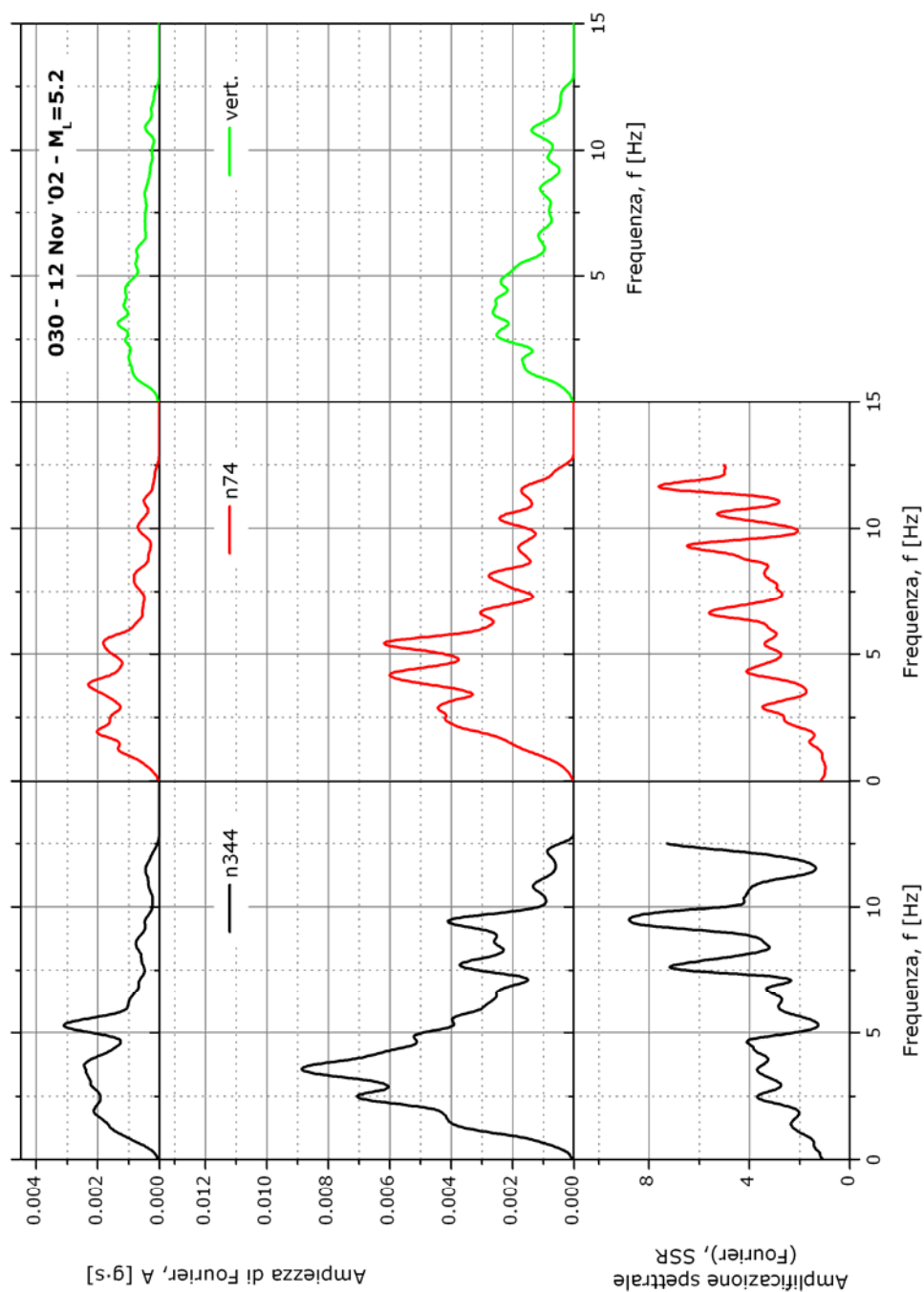


Figura A.9 - Segnali sismici registrati dalle stazioni accelerometriche DPC il 12 novembre (ore 9.27) espressi in termini di spettri di Fourier ai quali è applicato un filtro di Hanning di dimensione pari ad 1Hz. I segnali sono riferiti alle registrazioni eseguite nei pressi dei siti chiesa (a-d-g) e scuola (b-e-h), ed ai rapporti spettrali delle componenti orizzontali (c-f).

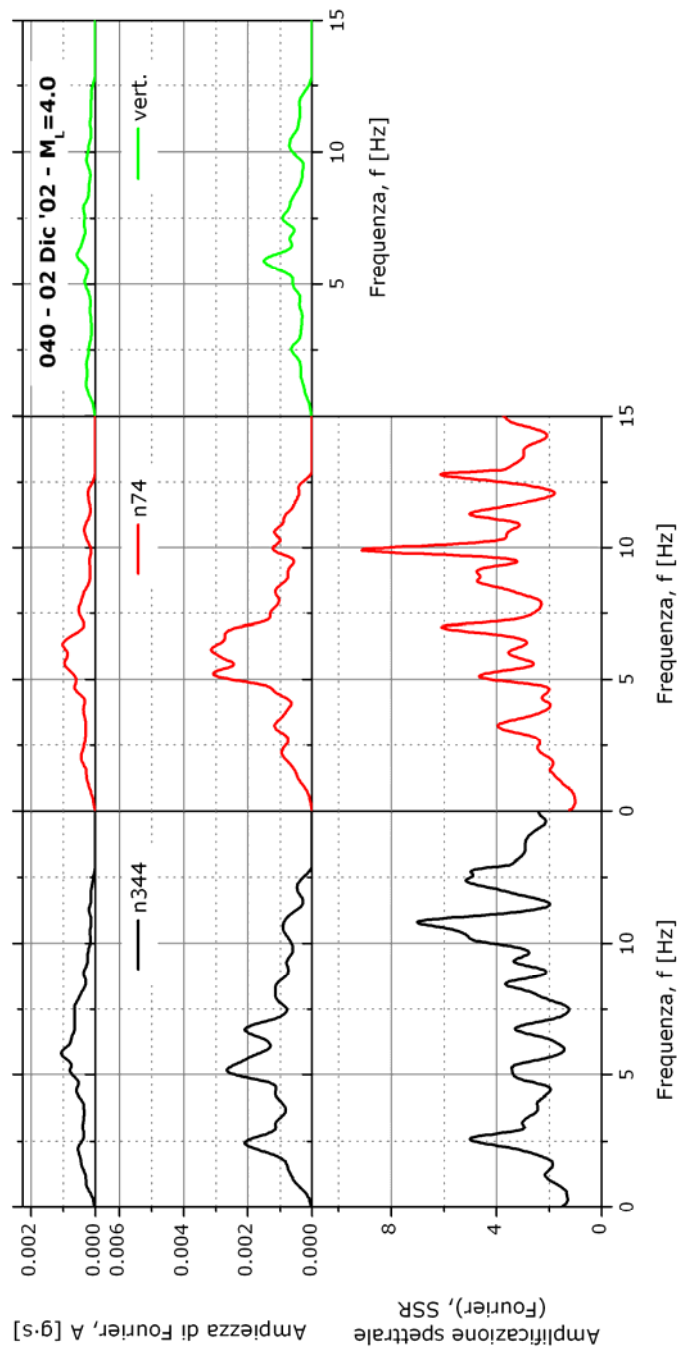


Figura A.10 - Segnali sismici registrati dalle stazioni accelerometriche DPC il 2 dicembre (ore 20.52) espressi in termini di spettri di Fourier ai quali è applicato un filtro di Hanning di dimensione pari ad 1Hz. I segnali sono riferiti alle registrazioni eseguite nei pressi dei siti chiesa (a-d-g) e scuola (b-e-h), ed ai rapporti spettrali delle componenti orizzontali (c-f).

A.3 Analisi FEM con il software QUAD4M

Il codice QUAD4M (Hudson *et al.*, 1994) costituisce una modifica di QUAD-4 originariamente sviluppato da Idriss *et al.* (1973) presso l'Università di Berkeley. Esso consente di effettuare analisi di risposta sismica locale di tipo bidimensionale, lineari equivalenti, con il metodo degli elementi finiti. Il deposito viene discretizzato in una *mesh* di elementi di forma triangolare o, preferibilmente, quadrangolare.

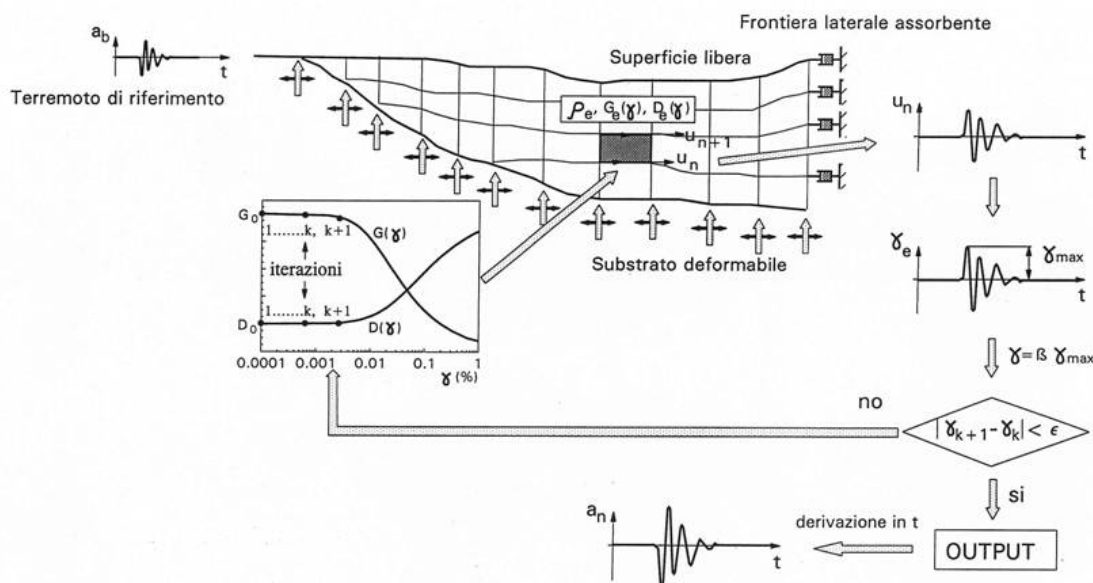


Figura A.11 - Schema di analisi lineare equivalente per le analisi numeriche con QUAD4M (Lanzo e Silvetri, 1999).

La generazione della *mesh* è una delle fasi più delicate in un'analisi agli elementi finiti, dipendendo da essa sia l'accuratezza della soluzione sia l'onere computazionale. In generale si può affermare che quanto più è fitta la *mesh* tanto più è accurata la soluzione, e tanto maggiori sono il tempo e la memoria richiesti dall'elaborazione. L'utilizzo di una *mesh* eccessivamente grossolana si traduce in un filtraggio delle componenti di alta frequenza, poiché le piccole lunghezze d'onda non possono essere adeguatamente modellate da nodi troppo distanti tra loro. E' prassi comune scegliere l'altezza h_{MAX} di ogni elemento in modo che sia inferiore ad $1/8 \div 1/5$ della più piccola lunghezza d'onda considerata nell'analisi. Per garantire una sufficiente accuratezza della soluzione è poi consigliato utilizzare un rapporto di forma (tra la dimensione orizzontale e verticale dell'elemento) non superiore a 5.

L'equilibrio globale è espresso dal sistema di equazioni:

$$[M]\ddot{\underline{u}} + [C]\dot{\underline{u}} + [K]\underline{u} = [M]\ddot{\underline{u}}_g \quad \text{Equazione A.1}$$

dove $\underline{u}(t)$ è il vettore degli spostamenti nodali, M la matrice globale delle masse, K la matrice globale delle rigidezze, C la matrice globale dei coefficienti di viscosità e $\ddot{\underline{u}}_g(t)$ la storia temporale dell'accelerazione di input.

L'Equazione A.1 viene risolta tramite integrazione diretta nel dominio del tempo con il metodo di Newmark. In particolare nella versione QUAD4M viene utilizzato il metodo CAA (*Constant Average Acceleration Method*) che è incondizionatamente stabile, e non introduce nell'analisi alcun *damping* numerico.

Il moto sismico di input $\ddot{\underline{u}}_g(t)$ viene applicato simultaneamente a tutti i nodi della base sotto forma di onde trasversali SV e/o onde di compressione P (*in plane motion*) con direzione di propagazione verticale. L'input sismico ha il significato fisico di un moto registrato su affioramento piano del basamento (*outcrop*) se è attiva l'opzione '*transmitting base*' (§A.3.1), che implementa alla base del modello smorzatori viscosi.

Ai lati del modello è invece possibile imporre unicamente dei contorni di tipo elementare (cerniere e carrelli). Poiché l'energia che giunge a questi confini viene in parte riflessa, la perdita per radiazione può essere simulata solo tramite un adeguato allontanamento dei confini dalla regione. Se lo smorzamento dei materiali è basso, tali distanze possono essere notevoli con incremento considerevole delle dimensioni della mesh e del costo computazionale.

La non linearità del terreno viene tenuta in conto attraverso l'esecuzione di analisi lineari equivalenti. Il modulo di taglio G e il rapporto di smorzamento D vengono fatti dipendere dal livello della deformazione tangenziale γ indotta dalle sollecitazioni sismiche. A partire dai valori iniziali dei parametri di rigidezza e smorzamento, con una prima analisi si determina, per ciascun elemento, un valore di primo tentativo (o effettivo) della deformazione tangenziale γ_{eff} . Dalle curve $G/G_0-\gamma$ e $D-\gamma$, che esprimono la variazione dei parametri dinamici con la deformazione tangenziale, si determinano nuovi valori di G e D ; tramite i quali si esegue una nuova analisi determinando un nuovo valore caratteristico di γ . Il procedimento viene ripetuto fino a quando lo scarto percentuale tra i valori di G , D e γ_{eff} viene ritenuto arbitrariamente accettabile. In genere 5-6 iterazioni sono sufficienti per contenere gli scarti in poche unità percentuali, anche nel caso di comportamenti marcatamente non lineari. Il valore caratteristico di γ è un valore

considerato mediamente rappresentativo della storia temporale $\gamma(t)$ irregolare cui è soggetto il generico elemento, ed è espresso come un'aliquota α costante del valore massimo di $\gamma(t)$.

Le proprietà dissipative del terreno sono modellate attraverso la matrice di dissipazione C . Essa deriva dall'assemblaggio delle matrici di dissipazione dei singoli elementi calcolate secondo la formulazione di Rayleigh completa:

$$c_i = \alpha_{R,i} m_i + \beta_{R,i} k_i \quad \text{Equazione A.2}$$

dove $\alpha_{R,i}$ e $\beta_{R,i}$ sono i coefficienti di Rayleigh, m_i e k_i le matrici di massa e di dissipazione del singolo elemento.

L'adozione di una formulazione alla Rayleigh comporta uno smorzamento dipendente dalla frequenza che può condizionare in maniera sensibile i risultati di un'analisi numerica. Per minimizzare tale variazione nel codice QUAD4M i coefficienti di Rayleigh vengono calcolati in funzione di due frequenze naturali circolari dell'intero modello, ω_m e ω_n :

$$\alpha_{R,i} = \xi_i \frac{2\omega_m \omega_n}{\omega_m + \omega_n} \quad \beta_{R,i} = \xi_i \frac{2}{\omega_m + \omega_n} \quad \text{Equazione A.3}$$

in cui ξ_i è il fattore di smorzamento relativo al materiale costituente l'elemento i -esimo; $\omega_m = \omega_1$ la prima frequenza naturale circolare dell'intero deposito (calcolata direttamente dal codice); $\omega_n = n \cdot \omega_1$, essendo n l'intero dispari che approssima per eccesso il rapporto tra la frequenza predominante dell'*input* sismico ω_{IN} (da specificare in *input*) e la frequenza ω_1 .

La variazione dello smorzamento viene così minimizzata nel campo di frequenza di interesse, definito sia in termini di caratteristiche di vibrazione del sistema (ω_1) che in termini di contenuto in frequenza dell'*input* sismico in ingresso al sito (ω_{IN}). In generale, il calcolo dei coefficienti di Rayleigh in funzione di due frequenze di controllo consente di ridurre la variazione dello smorzamento in un più ampio campo di frequenza rispetto alla procedura a singola frequenza di controllo (Lanzo *et al.*, 2003).

In definitiva occorre quindi fornire in *input*, per ciascun materiale, i seguenti parametri:

- peso dell'unità di volume (γ), modulo di taglio (G_0) e smorzamento (D_0) a basse deformazioni, e coefficiente di Poisson (ν) dei materiali;
- la curva di attenuazione del modulo di rigidezza normalizzata rispetto al valore iniziale al variare del livello di deformazione tangenziale (curva

$G/G_0-\gamma$) e la curva di variazione del rapporto di smorzamento con il livello di deformazione tangenziale (curva $D-\gamma$);

- la costante α per il calcolo del valore caratteristico della deformazione tangenziale a partire dal valore massimo di $\gamma(t)$ (in genere pari a 0.65).

In uscita il codice fornisce:

- accelerazioni massime in tutti i nodi della *mesh*;
- sforzi e deformazioni tangenziali massime in ciascun elemento;
- storia temporale dell'accelerazione nei nodi selezionati (componenti verticali e orizzontali);
- storia temporale degli sforzi tangenziali negli elementi selezionati.

A.3.1 Analisi numeriche QUAD4M con dominio inferiore trasmittente

In questo studio è stata eseguita una taratura incrociata dei codici QUAD4M ed EERA (Bardet *et al.*, 2000). In particolare, è stata eseguita una simulazione numerica con QUAD4M del modello mostrato in Figura A.12. L'input sismico inserito alla base del modello è l'accelerogramma di Figura A.13. Siccome EERA consente di simulare le sole componenti orizzontali, anche nell'analisi eseguite con QUAD4M è stata usata solo questa componente. I nodi delle frontiere laterali sono liberi di muoversi orizzontalmente, quelli di base (dove è applicata la forzante sismica) sono trasmittenti; in QUAD4M questa opzione inserisce al di sotto della mesh un semispazio di proprietà note. In Figura A.14 è riportata la mesh, mentre in Tabella A.2 le proprietà attribuite ai terreni; dove si è indicato con 'H' l'altezza dello strato e con 'h' quella dell'elemento della *mesh*. Il *bedrock*, cioè il semispazio al di sotto della *mesh*, ha le stesse proprietà del 'Terreno 2' (cfr. Tabella A.2). In tutte le analisi (sia con EERA sia con Quad4M) le curve di rigidezza e smorzamento con la deformazione adottate per il 'Terreno 1' sono quelle della formazione dell'argilla avana (Figura 4.28); mentre il 'Terreno 2' è stato considerato a comportamento lineare, alla stessa stregua del flysch di Faeto. La larghezza assegnata agli elementi della mesh è pari a 6.7 m. Accelerogramma e spettro di risposta di *output* nel punto 'A' (Figura A.12) sono rispettivamente mostrati in Figura A.15 e Figura A.16.

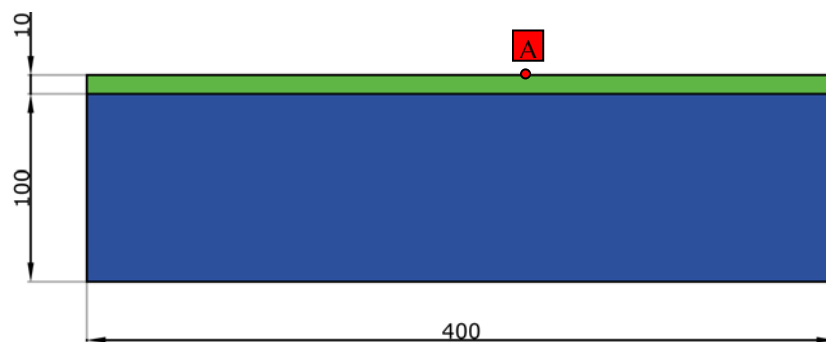


Figura A.12 - Modello Quad4M. Con il cerchio rosso (etichetta A) è indicato il punto in cui è richiesto l'accelerogramma di output.

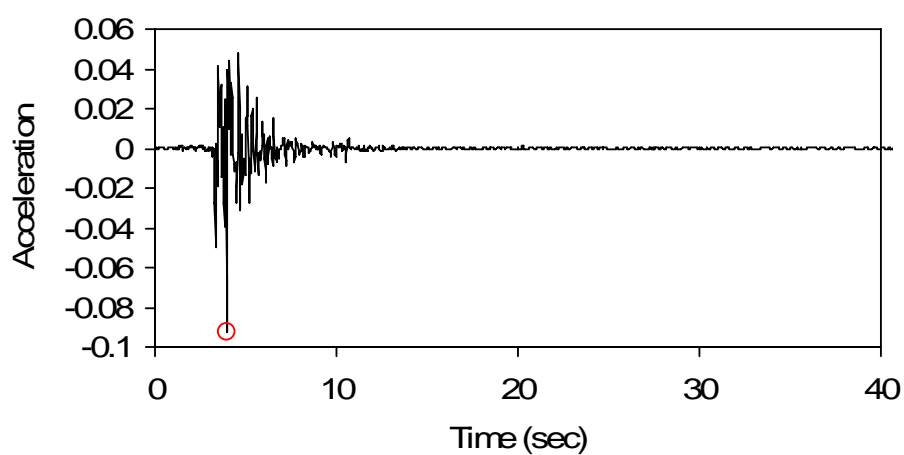


Figura A.13 - Storia temporale dell'input sismico (accelerogramma 31.X.2002 simulato espresso in g).

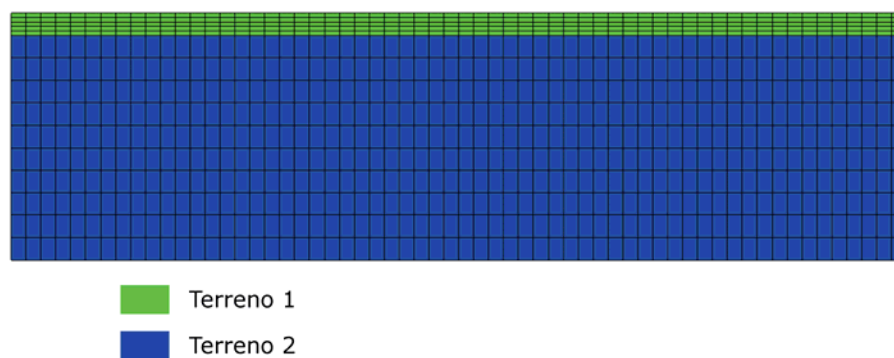


Figura A.14 - Mesh per Quad4M.

Tabella A.2 - Proprietà dei terreni.

	H [m]	γ [kN/m ³]	V_s [m/s]	D_0 [%]	ν	V_P [m/s]	h [m]
Terreno 1	10	21.0	250	2.0	0.49	1300	2.0
Terreno 2	100	22.0	1000	0.5	0.35	2100	10.0

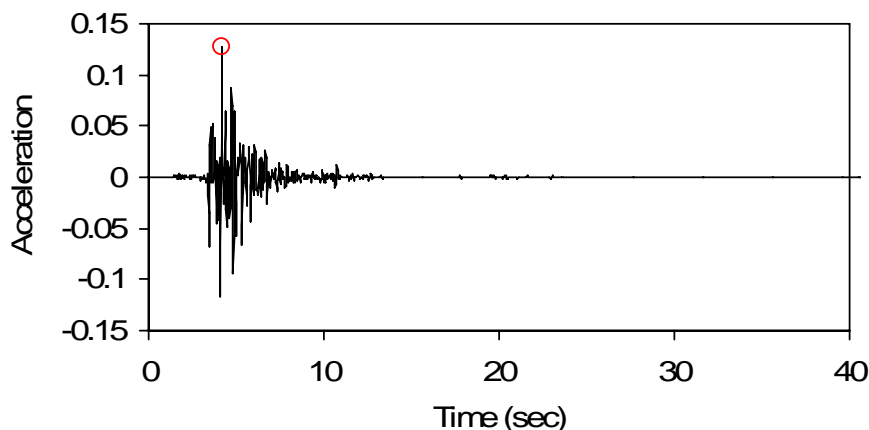


Figura A.15 - Accelerogramma di output di Quad4M nel punto A espresso in g.

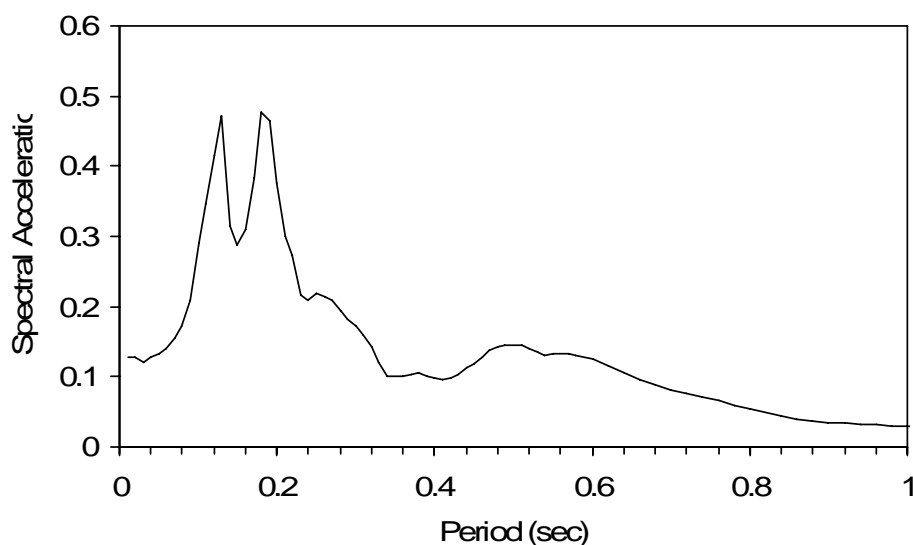


Figura A.16 - Spettro di risposta di output di Quad4M nel punto A espresso in g.

L'analisi è stata ripetuta con EERA. I parametri del modello sono gli stessi utilizzati con Quad4M, anche per il semispazio sotteso al modello e per la dimensione degli elementi nelle analisi, come si può vedere dal confronto tra la Tabella A.2 e la Figura A.17. L'*input* sismico di Figura A.13 è stato applicato al *bedrock* in modalità 'outcrop'. I risultati ottenuti in tal modo con EERA (Figura A.18 e Figura A.19) sono praticamente uguali a quelli di Quad4M (Figura A.15 e Figura A.16). Se ne deduce che Quad4M, quando è usata l'opzione *transmitting base*, richiede, in *input*, l'accelerogramma registrato all'affioramento del *bedrock* in superficie (ovvero, nel caso di San Giuliano di Puglia, al sito chiesa). Se, al contrario, con EERA, si applica l'accelerogramma al *bedrock* senza deconvoluzione, tramite l'opzione 'inside' (Figura A.20), il risultato in superficie è profondamente diverso da quello ottenuto con Quad4M (si confrontino Figura A.15 con Figura A.21 e Figura A.16 con Figura A.22).

	Layer Number	Soil Material Type	Number of sublayers in layer	Thickness of layer (m)	Maximum shear modulus G_{max} (MPa)	Initial critical damping ratio (%)	Total unit weight (kN/m^3)	Shear wave velocity (m/sec)	Location and type of earthquake input motion
Surface	1	1	5	10.0	133.79		21.00	250	
	2	2	10	100.0	2242.61		22.00	1000	
Bedrock	3	0			2242.61	0.5	22.00	1000	Outcrop

Figura A.17 - Analisi outcrop (dal foglio 'profile' di EERA).

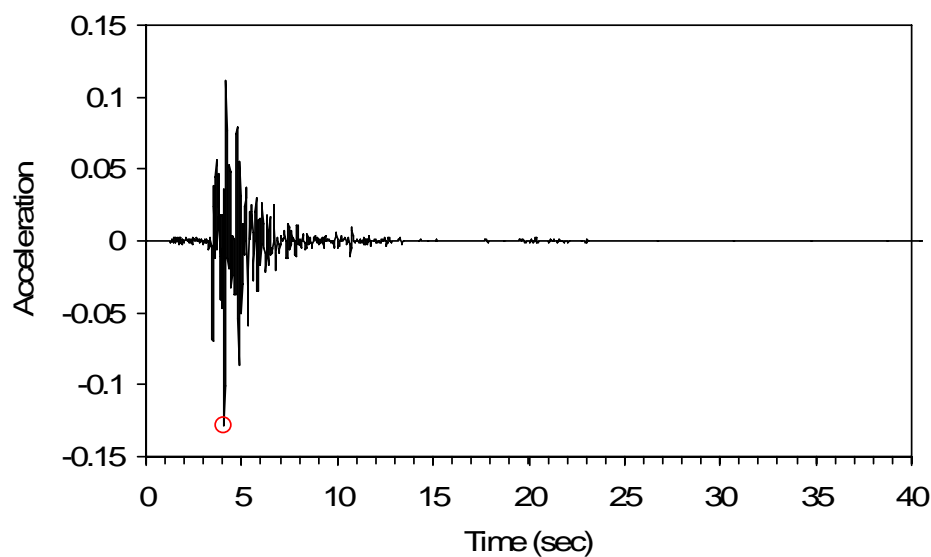


Figura A.18 - Analisi EERA 'outcrop': accelerogramma di output in superficie [g].

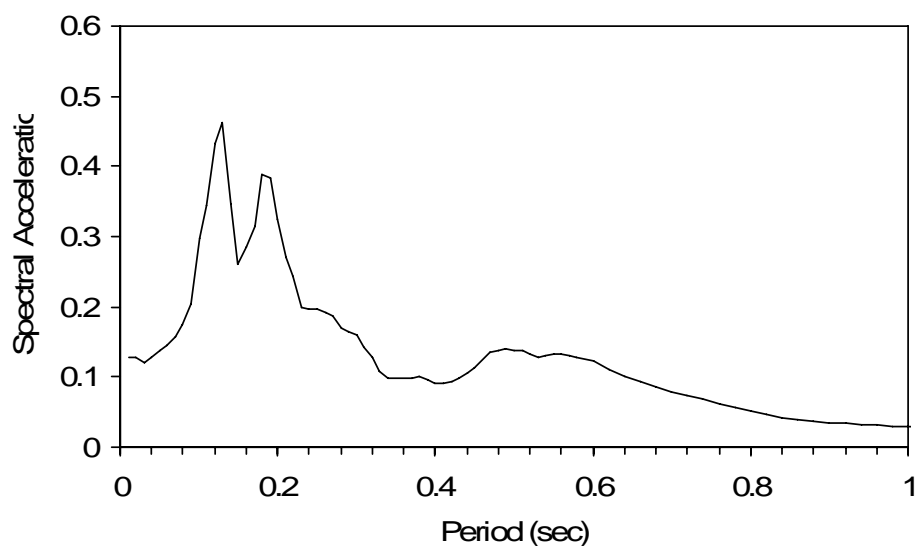


Figura A.19 - Analisi EERA 'outcrop': spettro di risposta di output in superficie [g].

	Layer Number	Soil Material Type	Number of sublayers in layer	Thickness of layer (m)	Maximum shear modulus G_{\max} (MPa)	Initial critical damping ratio (%)	Total unit weight (kN/m^3)	Shear wave velocity (m/sec)	Location and type of earthquake input motion
Surface	1	1	5	10.0	133.79		21.00	250	Inside
	2	2	10	100.0	2242.61		22.00	1000	
Bedrock	3	0			2242.61	0.5	22.00	1000	

Figura A.20 - Analisi inside (dal foglio 'profile' di EERA).

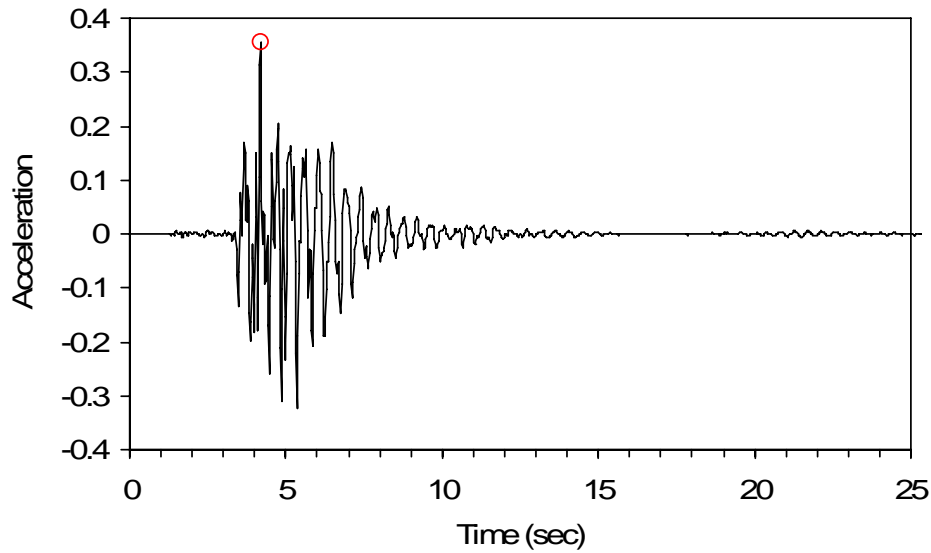


Figura A.21 - Analisi EERA 'inside': accelerogramma di output in superficie [g].

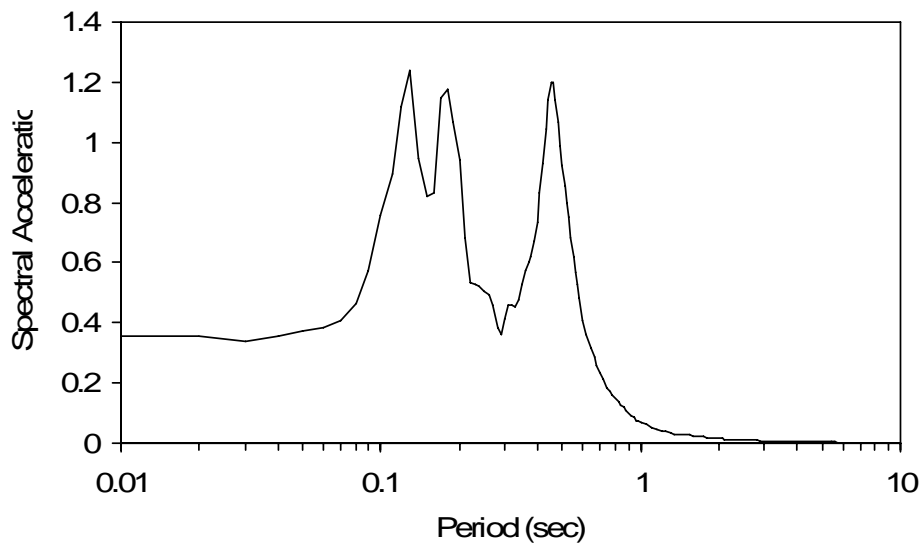


Figura A.22 - Analisi EERA 'inside': spettro di risposta di output in superficie [g].

A.4 Prove SDMT

A San Giuliano di Puglia, nell'ambito del Progetto S3, l'UR8 dell'Università di Catania, ha commissionato 3 prove con dilatometro sismico (SDMT). Queste sono state eseguite nei pressi dei sondaggi S1, S3 ed S9 (cfr. Figura 4.19) spinte rispettivamente a 12, 15.4 e 12.4m (Grasso *et al.*, 2006; Cavallaro *et al.*, 2006). Il dilatometro sismico è uno strumento che combina la lama dilatometrica con un set di geofoni per la misura della velocità di propagazione delle onde di taglio.

Come è noto, la lama dilatometrica consente di misurare le pressioni orizzontali del terreno, e da queste ricavare diversi parametri meccanici statici, tra i quali il coefficiente di spinta orizzontale K_0 (Figura A.23) ed il grado di sovraconsolidazione OCR (Figura A.24).

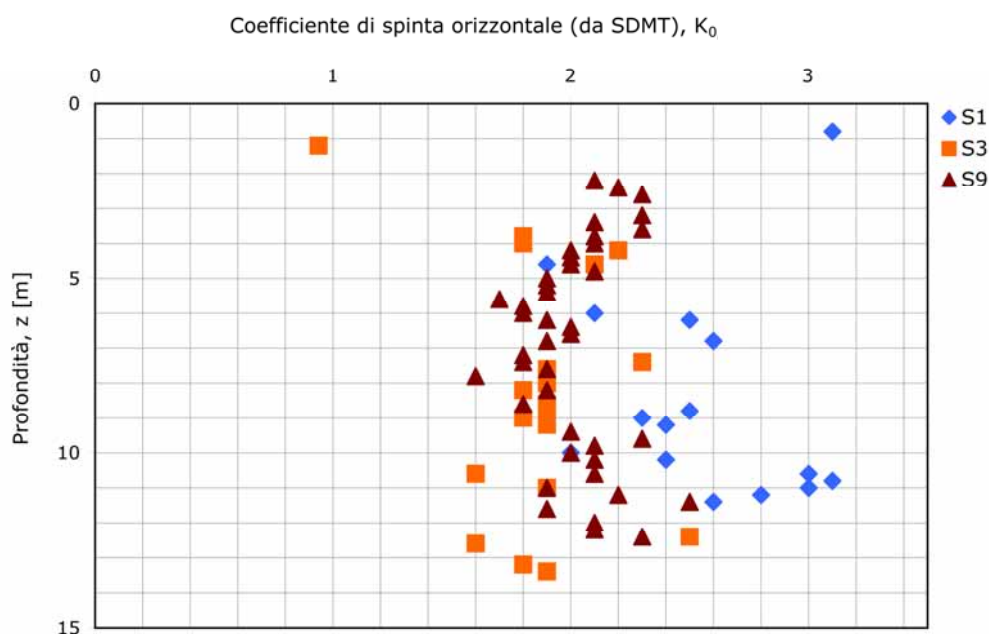


Figura A.23 - Risultati di prove SDMT, in termini di coefficiente di spinta orizzontale, in funzione delle profondità di indagine (Grasso *et al.*, 2006; Cavallaro *et al.*, 2006).

Eseguendo una media dei valori OCR ottenuti nelle tre prove dilatometriche mostrate in Figura A.24 si può stimare che, nei primi 15m, il grado di sovraconsolidazione sia pari a 20.6. Considerando i pesi delle unità di volume di coltre detritica, argilla avana e argilla grigia (Tabella 4.1) e la posizione della piezometrica, a circa 2m dal piano campagna, alla profondità media di 8m si ottiene $\sigma'_{v0} = 107\text{kPa}$, e quindi $\sigma'_{vp} = \overline{\text{OCR}} \cdot \sigma'_{v0} = 2208\text{kPa}$. Questo valore corrisponde ad una profondità di 193m, e cioè ad uno strato di argille rimosse dalla loro sede originale pari a $193 - 8 = 185\text{m}$; tale valore è in accordo con il

modello geologico di sottosuolo UniFe-INOGS (cfr. Figura 4.11b). Pertanto gli elevati valori del coefficiente di spinta orizzontale rilevati nelle prove SDMT (Figura A.23) non devono stupire, dato che l'alto grado di sovraconsolidazione misurato riguarda presumibilmente solo lo spessore superficiale.

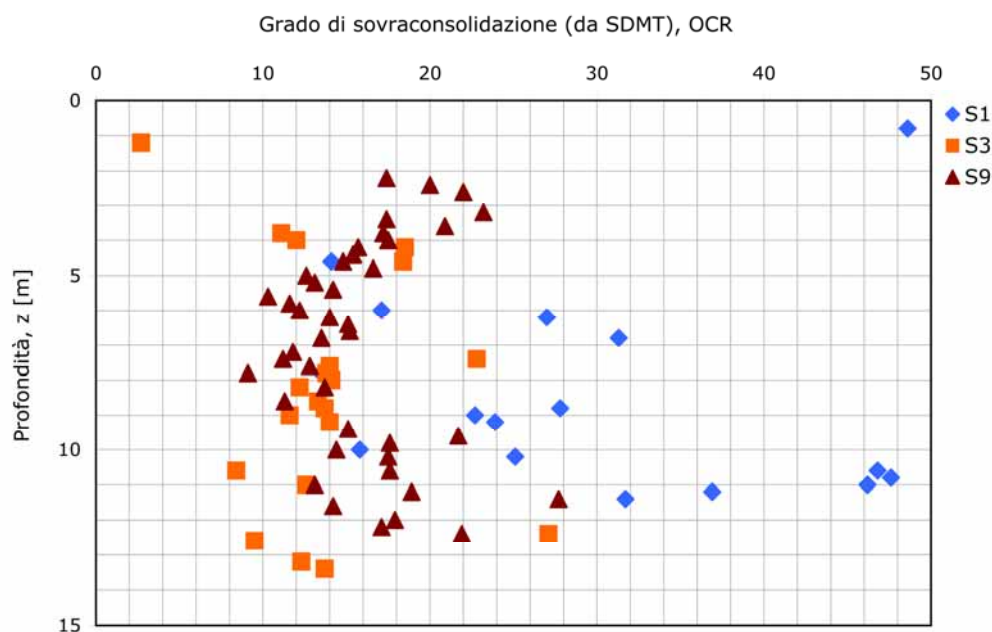


Figura A.24 - Risultati di prove SDMT, in termini di grado di sovraconsolidazione, in funzione delle profondità di indagine (Grasso *et al.*, 2006; Cavallaro *et al.*, 2006).

Il modulo sismico del dilatometro è composto da due ricevitori ad una componente (orizzontale), distanti tra loro 50cm, collocati sull'asta al di sopra della lama dilatometrica. L'energizzazione avviene in superficie con una massa battente del peso di 10kg, che percuote l'asse longitudinale di una base di ferro orientata parallelamente all'asse dei ricevitori. La configurazione a due ricevitori serve ad evitare i problemi connessi ad una eventuale inesatta determinazione dello zero dei tempi, che nella configurazione ad un ricevitore è fissato all'atto dell'impatto della massa battente.

In Figura A.25 sono riportati i risultati delle 3 prove dilatometriche sismiche elaborati in termini di profili di velocità delle onde di taglio. Purtroppo, delle 3 prove, solo quella eseguita nei pressi del sondaggio S9 è direttamente confrontabile con i profili di velocità delle onde di taglio scaturiti dalle DH; infatti in S1 è stata eseguita una CH, scarsamente affidabile (cfr. §4.3.1.1), mentre la DH-S3 è l'unica prova sismica eseguita durante la campagna DPC non interpretabile (cfr. Figura 4.19). Pertanto i profili di V_s ottenuti dalle prove dilatometriche sono stati confrontati con il modello di sottosuolo (cfr. Tabella 5.1)

applicato alle singole colonne stratigrafiche S1, S3 ed S9 (cfr. Figura 4.20) e, solo in Figura A.25c, anche con la DH-S9.

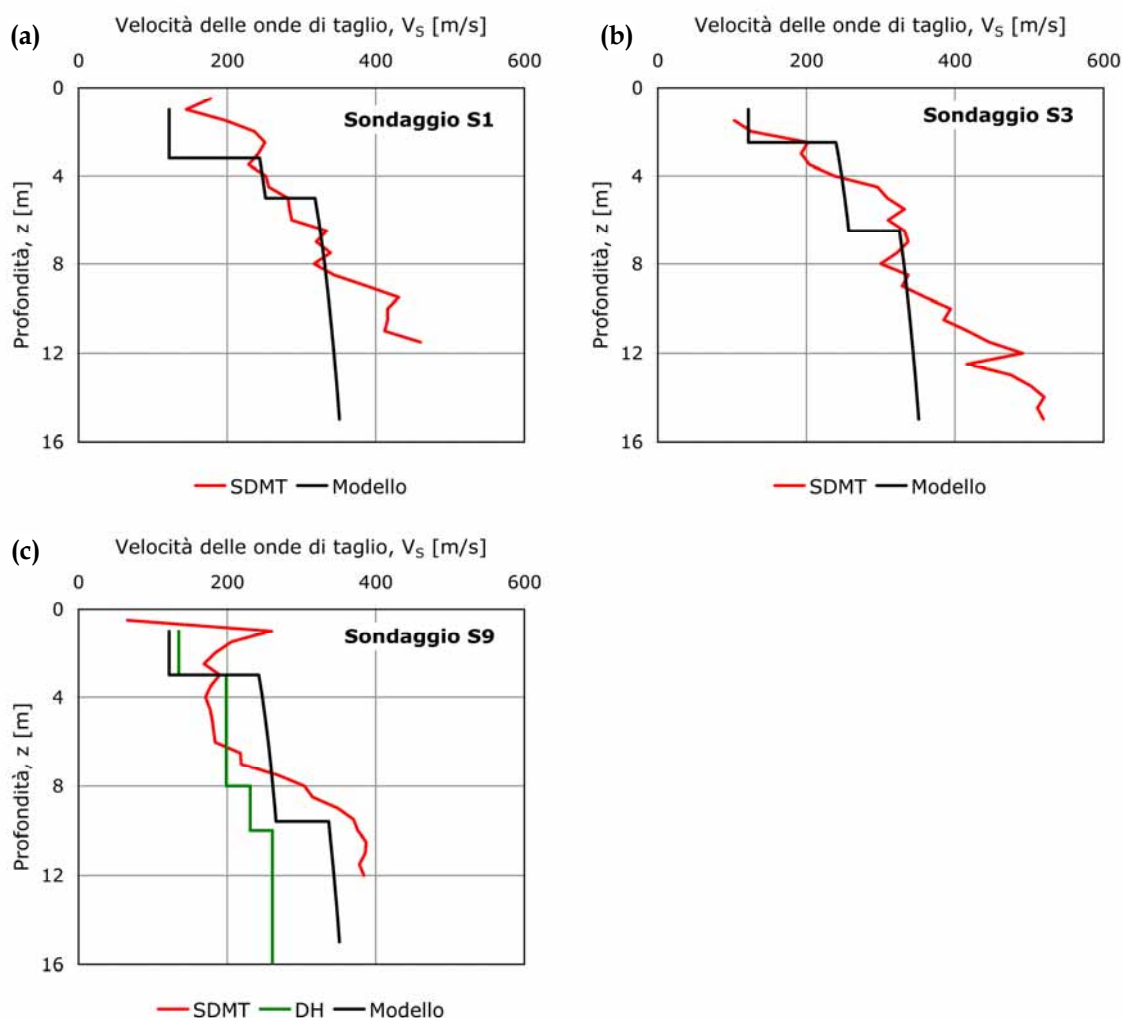


Figura A.25 - Risultati di prove SDMT (linee rosse), in termini di velocità delle onde di taglio (Grasso *et al.*, 2006; Cavallaro *et al.*, 2006) ottenute nei pressi dei sondaggi S1 (a), S3 (b) ed S9 (c), confrontate con il modello di sottosuolo (linee nere) scaturito dalla sintesi delle prove DH ed RC (Tabella 5.1) applicato alle relative colonne stratigrafiche (Figura 4.20). In Figura A.25c sono riportati inoltre i risultati ottenuti dalla prova *down-hole* eseguita nel sondaggio S9.

Nella Figura A.25 si può notare una buona corrispondenza tra le velocità di propagazione delle onde S misurate con il modulo sismico della SDMT ed il modello di sottosuolo; le prove eseguite nei pressi dei sondaggi S1 ed S3 (Figura A.25a-b), forniscono però V_s maggiori di quelle del modello a profondità maggiori di 8÷10m. Per quanto riguarda il confronto diretto con la prova DH eseguita nel sondaggio S9, la Figura A.25c mostra anche in questo caso una sovrastima dei valori ottenuti tramite SDMT rispetto a quanto misurato nella *down-hole*; sia nella coltre detritica (fino a 3m di profondità) e sia a profondità maggiori di 8m. Probabilmente, però, per poter effettuare un confronto più

diretto, i risultati SDMT andrebbero elaborati con la stessa procedura di inversione dei tempi d'arrivo delle onde S adottata per esprimere i valori di V_s nelle prove *down-hole* (cfr. §4.3.1.1).

BIBLIOGRAFIA

- Athanasopoulos G. A., Pelikis P. C. e Xenaki V. C. (2001). *Topography effects in the Athens 1999 earthquake: the case of Hotel Dekelia*. Proc. of 4th Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, California.
- Baranello S., Bernabini M., Dolce M., Pappone G., Roskopf C., Sanò T., Cara P. L., De Nardis R., Di Pasquale G., Goretti A., Gorini A., Lembo P., Marcucci S., Marsan P., Martini M. G. e Naso G. (2003). *Rapporto finale sulla Microzonazione Sismica del centro abitato di San Giuliano di Puglia*. Dipartimento di Protezione Civile, Roma.
- Bard P. Y. e Bouchon M. (1985). *The two-dimensional resonance of sediment-filled valleys*. Bulletin of the Seismological Society of America, 75: 519-541.
- Bard P. Y. e Riepl-Thomas J. (1999). *Wave propagation in complex geological structures and their effects on strong ground motion*. In: Wave motion in Earthquake Engineering. Ed. Kausel and Manolis, WIT Press, cap. 2: 37-95.
- Bardet J. P., Ichii K. e Lin C. H. (2000). *EERA - A computer program for equivalent-linear earthquake site response analyses of layered soil deposits*. University of Southern California, Department of Civil Engineering.
- Bindi D., Luzi L., Morasca P., Spallarossa D. e Zolezzi F. (2006). *Deliverable D6 - Data set accelerometrico e velocimetrico della sequenza sismica del Molise (2002 - 2003)*. Rapporto di Ricerca del Progetto INGV-S3, CD-ROM
<http://esse3.mi.ingv.it/> .
- Böhm G. (2007). *Tomografia sismica*. In: Pacor F., Lovati S., Rovelli A., Caserta A., Nieto D., Böhm G., Priolo E., Klin P., Laurenzano G., Palmieri F., Marello L., Piscitelli S., Mucciarelli M., Strollo A., Gallipoli M. R., Caputo E., Pelli F., Silvestri F., Puglia R., Maugeri M., Grasso S., Eva C. e Ferretti G. (2007). *Task 3 - Deliverable D9-D10-D11 - Risposta sismica locale a San Giuliano di Puglia (CB) e in alcuni Comuni confinanti*. Rapporto di Ricerca del Progetto INGV-S3, <http://esse3.mi.ingv.it/> .
- Bommer J. J. e Acevedo A. B. (2004). *The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis*. Journal of Earthquake Engineering, 8, special issue 1: 43-91.
- Brambati A., Carulli G. B., Cucchi F., Faccioli E., Onofri R., Stefanini S. e Ulcigrai F. (1980). *Studio di microzonazione sismica nell'area di Tarcento (Friuli)*. Ed. Cluet, Trieste.

- Caputo E., Klin P., Palmieri F. e Priolo E. (2007). *Modello geologico-strutturale e geofisico di San Giuliano di Puglia*. In: Pacor F., Lovati S., Rovelli A., Caserta A., Nieto D., Böhm G., Priolo E., Klin P., Laurenzano G., Palmieri F., Marellò L., Piscitelli S., Mucciarelli M., Strollo A., Gallipoli M. R., Caputo E., Pelli F., Silvestri F., Puglia R., Maugeri M., Grasso S., Eva C. e Ferretti G. (2007). *Task 3 - Deliverable D9-D10-D11 - Risposta sismica locale a San Giuliano di Puglia (CB) e in alcuni Comuni confinanti*. Rapporto di Ricerca del Progetto INGV-S3, <http://esse3.mi.ingv.it/> .
- Cara F., Rovelli A., Di Giulio G., Marra F., Braun T., Cultrera G., Azzara R. e Boschi E. (2005). *The role of site effects on the intensity anomaly of San Giuliano di Puglia inferred from aftershocks of the Molise, central southern Italy, sequence, November 2002*. Bulletin of the Seismological Society of America, 95: 1457-1468.
- Casciello E., Cesarano M., Naso G., Pappone G. e Roskopf C. (2004). *The 2002 Molise, Italy, earthquake: geological and geomorphological data of the San Giuliano di Puglia area*. Earthquake Spectra, vol. 20, n. S1, pagg. S53-S64.
- Cavallaro A., Grasso S. e Maugeri M. (2006). *Clay soil characterisation by the new seismic dilatometer marchetti test (SDMT)*. Proc. of the Second International Conference on the Flat Dilatometer, Washington, April 2 - 5, 2006.
- Grasso S., Maugeri M. e Monaco P. (2006). *Using Kd and Vs from seismic dilatometer (SDMT) for evaluating soil liquefaction*. Proc. of the Second International Conference on the Flat Dilatometer, Washington, April 2 - 5, 2006.
- Celebi M., Prince J., Dietel C., Onate M., Chávez-García F.J. (1987). *The culprit in Mexico City - Amplification of motions*. Earthquake Spectra, vol. 3, n. 2.
- Chávez-García F. J., Raptakis D., Makra K., Pitilakis K. (2000). *Site effects at Euroseistest - II. Results from 2D numerical modeling and comparison with observations*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 19, Elsevier, pagg. 23-39.
- Chávez-García F. J. (2007). *Chapter 3 - Site effects: from observation and modelling to accounting for them in building codes*. In: *Geotechnical geological and earthquake engineering - 4th international conference on earthquake geotechnical engineering - invited lectures*. Ed. Pitilakis K. D., Springer, Dordrecht, The Netherlands.
- CIMNE (2006). *GID - the personal pre and postprocessor*. International Center for Numerical Methods in Engineering (CIMNE), Barcelona, Spain, <http://www.gidhome.com/> .

- Clark I. (2001). *Practical geostatistics*.
<http://uk.geocities.com/drisobelclark/practica.html>
- Costanzo A., D'Onofrio A., Lanzo G., Pagliaroli A., Penna A., Puglia R., Santucci De Magistris F., Sica S., Silvestri F. e Tommasi P. (2007). *Seismic response of historical centres in Italy: selected case studies*. IV International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Thessaloniki, Greece, paper no. W2 1007.
- CPTI Working Group (2004). *Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani, versione 2004*. INGV, Bologna, <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI04/>.
- D'Onofrio A., Silvestri F. (2001). *Influence of micro-structure on small-strain stiffness and damping of fine grained soils and effects on local site response*. Proc. IV International Conference on 'Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics', S. Diego.
- De Fazio R., Rogati F., Silvestri F. (2006). *Reti accelerometriche in foro: installazione ed elaborazione dati*. Atti del VI Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica, Pisa.
- DISS Working Group (2007). *Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), Version 3.0.3: A compilation of potential sources for earthquakes larger than M 5.5 in Italy and surrounding areas*. INGV, <http://www.ingv.it/DISS/>.
- Dobry R. (1991). *Soil proprieties and earthquake ground response*. Guest lecture, Proc. of X European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Firenze, Italia.
- Dolce M., Moroni C., Samela C., Marino M., Masi A. e Vona M. (2001). *Una procedura di normalizzazione del danno per la valutazione degli effetti di amplificazione locale*. X Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Potenza-Matera, ANIDIS, Roma.
- Dolce M., Masi A., Samela C., Santarsiero G., Vona M., Zuccaro G., Cacace F. e Papa F. (2004). *Esame delle caratteristiche tipologiche e del danneggiamento del patrimonio edilizio di San Giuliano di Puglia*. XI National Conference "L'ingegneria Sismica in Italia", Genova, ANIDIS, Roma.
- EduPro Civil System (1998). *ProShake – Ground response analysis program*. EduPro Civil System, Inc., Redmond, Washington.

- Elgamal A. W., Zeghal M., Parra E., Gunturi R., Tang H. T., Stepp J.C. (1996). *Identification and modeling of earthquake ground motion – I. Site amplification*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 15: 499-522.
- Elgamal A., Pitilakis K., Raptakis D., Garnier J., Madabhushi S. P. G., Pinto A., Steidl J., Stewart H. E., Stokoe K. H., Taucer F., Tokimatsu K. e Wallace J. W. (2007). *Chapter 5 - A review of large-scale testing facilities in geotechnical earthquake engineering*. In: *Geotechnical geological and earthquake engineering - 4th international conference on earthquake geotechnical engineering - invited lectures*. Ed. Pitilakis K. D., Springer, Dordrecht, The Netherlands.
- ESC Working Group Macroseismic Scales (1998). *European Macroseismic Scale 1998*. GeoForschungsZentrum, Potsdam, Germany.
- Franceschina G., Pacor F., Cultrera G., Emolo A. e Gallovič F. (2006). *Modelling directivity effects of the October 31, 2002 (MW=5.8), Molise, Southern Italy, earthquake*. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (1st ECEES), Geneva, Switzerland, paper no. 1424.
- Franceschina G., Pacor F., Bindi D., Luzi L., Cultrera G., Scognamiglio L., Morasca P., Zolezzi F., Emolo A. e Gallovič F. (2007). *Task 3 - Deliverable D7 - Validation Shaking Scenarios*. Rapporto di Ricerca Progetto INGV-S3, <http://esse3.mi.ingv.it/>.
- Galli P., Molin D., Giuliani R., Bosi V., Mattone M. e Gruppo QUEST (2003). *Il terremoto del 2002 in Molise e Puglia: sismicità storica di San Giuliano di Puglia, rilievo macrosismico e deformazione superficiale cosismica*. Ingegneria Sismica, Anno XX n.3, pp. 8-18.
- Galli P. e Molin D. (2004). *Macroseismic survey of the 2002 Molise, Italy, earthquake and historical seismicity of San Giuliano di Puglia*. Earthquake Spectra, vol. 20, n. S1, pagg. S39-S52.
- Gallipoli M. R., Mucciarelli M., Gallicchio S., Tropeano M. e Lizza C. (2004). *Horizontal to Vertical Spectral Ratio (HVSr) measurements in the area damaged by the 2002 Molise, Italy, earthquake*. Earthquake Spectra, vol. 20, n. S1, pagg. S81-S93.
- Gallovič F. e Emolo A. (2007). *Hybrid simulation technique: HIC*. In: Scognamiglio L., Sirovich L., Pettenati F., Emolo A., Convertito V., Gallovič F., Zollo A. (2007). *Task 1 – Scenari – Deliverables D2 innovative approaches to predict seismic ground motion*. Rapporto di Ricerca Progetto INGV-S3, <http://esse3.mi.ingv.it/>.

- Gelagoti F., Gazetas G. e Kourkoulis R. (2007). *2D wave effects in alluvial valleys: how important and predictable are they?* IV International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Thessaloniki, Greece, paper no. 1590.
- Giaccio B., Ciancia S., Messina P., Pizzi A., Saroli M., Sposato A., Cittadini A., Di Donato V., Esposito P. e Galadini F. (2004). *Caratteristiche geologico-geomorfologiche ed effetti di sito a San Giuliano di Puglia (CB) e in altri abitati colpiti dalla sequenza sismica dell'ottobre-novembre 2002*. Il Quaternario , 17(1), Ed. Aiqua, pagg. 83-99.
- Gorini A., Marcucci S., Marsan P. e Milana G. (2003). *Aquisizione ed elaborazione di dati sismologici nel comune di San Giuliano di Puglia*. Ufficio Servizio Sismico Nazionale, Roma.
- Gorini A., Marcucci S., Marsan P. e Milana G. (2004). *Strong motion records of the 2002 Molise, Italy, earthquake sequence and stochastic simulation of the main shock*. Earthquake Spectra, vol. 20, n. S1, pagg. S65-S79
- Gruppo di Lavoro (1999). *Proposta di riclassificazione sismica del territorio nazionale*. Ingegneria Sismica, 16, 1, 5-14.
- Guerricchio A. (2005). Comunicazione personale.
- Hudson M., Idriss I. M., Beikae M. (1994). *Quad4M - A computer program to evaluate the seismic response of soil structures using finite element procedures and incorporating a compliant base*. University of California, Davis.
- Idriss I. M. e Seed H. B. (1967). *Response of earth banks during earthquakes*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 93 (SM 3): 61-82.
- Idriss I.M., Lysmer J., Hwang R. e Seed H. B. (1973). *QUAD-4: A computer program for evaluating the seismic response of soil structures by variable damping finite element procedures*. Earthquake Engineering Research Center, Report N. EERC 73-16, University of California, Berkeley.
- Idriss I. M. (1990). *Influence of local site condition on earthquake ground motion*. Proc. IV U.S. Nat. Conf. On Earth. Eng., Palm Springs, California, Vol. 1.
- Isaaks E. H., Srivastava R. M. (1989). *Applied geostatistics*. New York, Oxford University Press (OUP).

- Ishihara K., Yasuda S. e Nagase H. (1996). *Soil characteristics and ground damage*. Soils and foundations, special issue on geotechnical aspects of the January 17 1955 Hyogoken-Nambu earthquake.
- ITASCA (2005). *FLAC – Fast Lagrangian Analysis of Continua – Version 5.0*. User's Guide, Itasca Consulting Group, Minneapolis, USA.
- Jaki J. (1944). *The coefficient pressure at rest*. Journal of the society of Hungarian architects and engineers, pagg. 355-358.
- Jamiolkowski M., Lancellotta R., Marchetti S., Nova R. e Pasqualini E. (1979). *Design parameters for soft clays*. SOA: VII ECSMFE, Brighton.
- Kallou P. V., Gazetas G., and Psarropoulos P. N. (2001). *A case history on soil and topographic effects in the 7th September 1999 Athens earthquake*. Proc. of 4th Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, California.
- Kerisel J. (1987). *Down to earth - The invisible art of the builder*. Balkema, Rotterdam.
- Klin P. e Priolo E. (2007). *Analisi di risposta sismica locale 3D*. In: Pacor F., Lovati S., Rovelli A., Caserta A., Nieto D., Böhm G., Priolo E., Klin P., Laurenzano G., Palmieri F., Marellò L., Piscitelli S., Mucciarelli M., Strollo A., Gallipoli M. R., Caputo E., Pelli F., Silvestri F., Puglia R., Maugeri M., Grasso S., Eva C. e Ferretti G. (2007). *Task 3 - Deliverable D9-D10-D11 - Risposta sismica locale a San Giuliano di Puglia (CB) e in alcuni Comuni confinanti*. Rapporto di Ricerca del Progetto INGV-S3, <http://esse3.mi.ingv.it/>.
- Klin P., Priolo E. e Vuan A. (2004). *Numerical modeling of strong ground motion using 3D geo-models*. Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004, paper no. 920.
- Kramer S.L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall, New Jersey, 653 pp.
- Lanzo G. e Silvestri F. (1999). *Risposta sismica locale: teorie ed esperienze*. Argomenti di Ingegneria Geotecnica, Hevelius Edizioni, Benevento.
- Lanzo G., Pagliaroli A., D'Elia B. (2004). *Influenza della modellazione di Rayleigh dello smorzamento viscoso nelle analisi di risposta sismica locale*. Atti XI Convegno Nazionale 'L'Ingegneria Sismica in Italia', Genova, 2004. ANIDIS, Roma.

- Lanzo G. (2005). *Risposta sismica locale*. In: *Linee Guida AGI su Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica*. Patron Editore, Bologna.
- Luzi L., Morasca P., Zolezzi F., Bindi D., Pacor F., Spallarossa D. e Franceschina G. (2006). *Ground motion models for Molise region (Southern Italy)*. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (1st ECEES), Geneva, Switzerland, paper no. 938.
- Lysmer J. e Kuhlemeyer L. (1969). *Finite dynamic model for infinite media*. Journal of the Engineering Mechanics Division, pagg. 859-877.
- Mancuso C. (1996). *Misure dinamiche in sito – Applicazioni geotecniche*. Argomenti di Ingegneria Geotecnica, Hevelius Edizioni, Benevento.
- Mauro M., Di bernardino P. e Prestininzi A. (2003). *Mappa dei danni e documentazione fotografica*. CD interattivo, allegato a: *Relazione della Commissione Ministeriale incaricata di compiere accertamenti tecnici in ordine al repentino collasso dell'edificio scolastico "F. Jovine" ed al comportamento degli edifici di San Giuliano di Puglia, in Provincia di Campobasso, a seguito della scossa sismica del 31 ottobre 2002*. Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Roma.
- Meletti C. e Montaldo V. (2007). *Stime di pericolosità sismica per diverse probabilità di superamento in 50 anni: valori di ag*. Progetto DPC-INGV S1, Deliverable D2, <http://esse1.mi.ingv.it/d2.html>.
- Melidoro G. (2004). Comunicazione personale.
- Mucciarelli M., Masi A., Vona M., Gallipoli M. R., Harabaglia P., Caputo R., Piscitelli S., Rizzo E., Picozzi M., Albarello D. e Lizza C. (2003). *Quick survey of the possible causes of damage enhancement observed in San Giuliano after the 2002 Molise, Italy seismic sequence*. Imperial College Press, Journal of Earthquake Engineering, 7, Issues 4, 599–614.
- Mucciarelli M., Pacor F., Gallipoli M.R., Masi A., Vona M., Samela L., Parolai S., Strollo A., Gunther E. (2007). *Task 5 – Potenza – Deliverables D18, D19, D24 – Effetti di sito e scenari di danno*. Rapporto di Ricerca Progetto INGV-S3. Scenari di scuotimento in aree di interesse prioritario e/o strategico.
- NTC (2007). *Norme Tecniche – Bozza del 24 aprile 2007*. Pagg. 25-37.
- OPCM 3274 (2003). *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*. Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, n. 105-8/5/03.

- Pagliaroli A. (2006). *Studio numerico e sperimentale dei fenomeni di amplificazione sismica locale di rilievi isolati*. Tesi di Dottorato in Ingegneria Geotecnica, Università di Roma "La Sapienza", Roma.
- Pagliaroli A., Lanzo G., D'Elia B., Costanzo A. e Silvestri F. (2007). *Topographic amplification factors associated to cliff morphology: numerical results from two case studies in Southern Italy and comparison with EC8 recommendations*. ISSMGE-ERTC12, Workshop at XIV ECSMGE on 'Geotechnical Aspects of EC8', Chapter 8. Patron (Bologna).
- Palmieri F., Marellò L. e Priolo E. (2006). *Rilievo gravimetrico di dettaglio nell'area di San Giuliano di Puglia (CB)*. INOGS Research Report, S3 Project.
- Penna A. (2004). *Applicazione della geostatistica allo studio della risposta sismica locale: la microzonazione sismica della città di Benevento*. Tesi di Dottorato in Rischio Sismico, Università di Napoli Federico II, Napoli.
- Petillo C. (2004). *Risposta sismica del centro abitato di San Giuliano di Puglia*. Tesi di Laurea in Ingegneria Geotecnica, Università degli Studi di Napoli.
- Phillips S. W., Kinoshita S., Fujiwara H. (1996). *Basin-induced Love waves using the strong motion array at Fuchu, Japan*. Bulletin of Seismical Society of America, 83: 64-84.
- Piscitelli S. (2007). *Misure geoelettriche*. In: Pacor F., Lovati S., Rovelli A., Caserta A., Nieto D., Böhm G., Priolo E., Klin P., Laurenzano G., Palmieri F., Marellò L., Piscitelli S., Mucciarelli M., Strollo A., Gallipoli M. R., Caputo E., Pelli F., Silvestri F., Puglia R., Maugeri M., Grasso S., Eva C. e Ferretti G. (2007). *Task 3 - Deliverable D9-D10-D11 - Risposta sismica locale a San Giuliano di Puglia (CB) e in alcuni Comuni confinanti*. Rapporto di Ricerca del Progetto INGV-S3, <http://esse3.mi.ingv.it/>.
- Psarropoulos P. N. e Gazetas G. (2007). *Effects of soil nonlinearity on the geomorphic aggravation of ground motion in alluvial valleys*. IV International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Thessaloniki, Greece, paper no. 1476.
- Puglia R., Lanzo G., Pagliaroli A., Sica S. e Silvestri F. (2007). *Ground motion amplification in San Giuliano di Puglia (Southern Italy) during the 2002 Molise earthquake*. IV International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Thessaloniki, Greece, paper no. 1611.
- Ranieri N., Clemente P., Renzi E. e De Canio G. (2004). *Indagini diagnostiche su un edificio scolastico a seguito del terremoto del Molise*. Atti del XI Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Genova 25-29 gennaio 2004.

- Raptakis D., Chávez-García F. J., Makra K. e Pitilakis K. (2000). *Site effects at Euroseistest – I. Determination of the valley structure and confrontation of observations with 1D analysis*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 19: 1-22.
- Reshef M., Kosloff D., Edwards M. e Hsiung C. (1988). *Three-dimensional modeling by the Fourier method*. Geophysics 53; 1184-1193.
- Romo M. P. e Jaime A. (1986). *Dynamic characteristics of some clays in the Mexico Valley and seismic response of the ground*. Istituto de Ingegneria UNAM, Technical Report.
- Schmidt B. (1966). *Discussion on earth pressure at rest related to stress history*. Can. Geot. Journal, vol. 3, pagg. 239-242.
- Seed H. B., Murarka J., Lysmer J. e Idriss I. M. (1976). *Relationships between maximum acceleration, maximum velocity, distance from source and local site conditions for moderately strong earthquakes*. Bulletin of the Seismological Society of America, 66, no. 4.
- Seed H. B., Romo M. P., Sun J. I., Jaime A. e Lysmer J. (1988). *The Mexico earthquake of September 19, 1985 – Relationships between soil conditions and earthquake ground motions*. Earthquake Spectra, vol. 4, no. 4.
- SeismoSoft (2004). *SeismoSignal - A computer program for signal processing of strong-motion data*. Available from URL: <http://www.seismosoft.com>.
- Shepard D. (1968). *A two-dimensional interpolation function for irregularly-spaced data*. Proceedings of the 1968 ACM National Conference: 517-524.
- Silva W. (1991). *Site geometry and global characteristics*. Proc. NSF/EPRI Workshop on dynamic soil properties and site characterization, EPRI NP-7337, 1: 6.1-6.80.
- Silvestri (2005). Comunicazione personale.
- Silvestri F., Vitone C., d'Onofrio A., Cotecchia F., Puglia R. and Santucci de Magistris F. (2006a). *The influence of meso-structure on the mechanical behaviour of a marly clay from low to high strains*. Symposium to celebrate Prof. Tatsuoka's 60th birthday, Roma, Italy.
- Silvestri F., d'Onofrio A., Guerricchio A., Lanzo G., Pagliaroli A., Puglia R., Santucci de Magistris F., Sica S., Eva C., Ferretti G. e Di Capua G. (2006b).

- Modelli geotecnici 1D e/o 2D per i comuni di San Giuliano di Puglia, Bonefro, Ripabottoni, Colletorto e Santa Croce di Magliano*. Deliverable D8, S3 Project, http://esse3.mi.ingv.it/S3_doc.html.
- Silvestri F. e Puglia R. (2007). *Analisi di risposta sismica locale 2D*. In: Pacor F., Lovati S., Rovelli A., Caserta A., Nieto D., Böhm G., Priolo E., Klin P., Laurenzano G., Palmieri F., Marello L., Piscitelli S., Mucciarelli M., Strollo A., Gallipoli M. R., Caputo E., Pelli F., Silvestri F., Puglia R., Maugeri M., Grasso S., Eva C. e Ferretti G. (2007). *Task 3 - Deliverable D9-D10-D11 - Risposta sismica locale a San Giuliano di Puglia (CB) e in alcuni Comuni confinanti*. Rapporto di Ricerca del Progetto INGV-S3, <http://esse3.mi.ingv.it/>.
- Siro L. (1982). *Emergency microzonations by Italian Geodynamics Project after November 23, 1980 earthquake*. Proc. Int. Conf. Microzonation, Seattle, USA, vol. 3.
- Stewart J. P., Chiou S. J., Bray J. D., Graves R. W., Somerville P. G. e Abrahamson N. A. (2001). *Ground motion evaluation procedures for performance-based design*. Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), Report 2001/9.
- Strollo A., Richwalski S. M., Parolai S., Gallipoli M. R., Mucciarelli M. e Caputo R. (2007). *Site effects of the 2002 Molise earthquake, Italy: analysis of strong motion, ambient noise, and synthetic data from 2D modelling in San Giuliano di Puglia*. Bull. Earthquake Eng. 5, Springer Science, pagg. 347-362.
- Stucchi et al. (2007). *DBMI04, il database delle osservazioni macrosismiche dei terremoti italiani utilizzate per la compilazione del catalogo parametrico CPTI04*. Quaderni di Geofisica, INGV, <http://emidius.mi.ingv.it/DBMI04/>.
- ISSMGE-TC4 (1999). *Manual for zonation on seismic geotechnical hazards*. The Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- Tucker B. E., King J. L., Hatzfeld D. e Nersesov I. L. (1984). *Observations of hard-rock site effects*. Bulletin of the Seismological Society of America, 74: 121-136.
- Valensise G., Pantosti D. e Basili R. (2004). *Seismology and tectonic setting of the 2002 Molise, Italy, earthquake*. Earthquake Spectra, vol. 20, n. S1, pagg. S23-S37.
- Vinale F., Mancuso C. e Silvestri F. (1996). *Dinamica dei terreni*. Manuale di Ingegneria Civile Ed. Scientifiche A. Cremonese - Zanichelli.

- Vitone C. (2005). *Comportamento meccanico di argille da intensamente a mediamente fessurate*. Tesi di Dottorato in Ingegneria Geotecnica, Politecnico di Bari.
- Vona M. (2007). Comunicazione personale.
- Vucetic M. e Dobry R. (1991). *Effects of the soil plasticity on cyclic response*. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 117, No. 1.
- Yoshida N. e Iai S. (1998). *Nonlinear site response and its evaluation and prediction*. In: Irikura *et al.* (eds): *The effects of Surface Geology on Seismic Motion*. Balkema, Rotterdam, pp. 71-90. (1998)

RINGRAZIAMENTI

Giunto ormai alla conclusione di questo intenso triennio, prima di tutti desidero ringraziare con sincera stima il Prof. Francesco Silvestri, mio tutore, che, fin dai tempi della tesi di laurea, è stato prodigo di preziosi insegnamenti scientifici e morali, e che, durante questi anni, ha sopportato il mio talvolta difficile carattere. Lo ringrazio inoltre per la fiducia che mi ha concesso, nel darmi l'opportunità di eseguire la ricerca su di un sito di studio così interessante e poliedrico, peraltro nell'ambito di un Progetto Nazionale, attraverso il quale ho avuto modo di conoscere e di confrontarmi con molti ricercatori di diverse realtà Italiane, e di esprimere e migliorare le mie capacità di lavorare in gruppo.

La mia gratitudine va anche ai miei co-tutori, il Prof. Marco Mucciarelli (Università della Basilicata), peraltro coordinatore del Progetto S3, e Giuseppe Lanzo (Università di Roma 'La Sapienza'), per i consigli sull'orientamento da improntare alla ricerca che mi hanno fornito nel corso di questi anni.

Inoltre desidero ringraziare tutti gli studiosi che mi hanno affiancato durante questa avventura, ed in particolare

- il Dr. Alessandro Pagliaroli (Università di Roma 'La Sapienza') ed la Dr.ssa Stefania Sica (Università del Sannio), per i suggerimenti sulle modalità di esecuzione delle simulazioni numeriche;
- la Prof.ssa Anna D'Onofrio ed il Dr. Augusto Penna (Università di Napoli 'Federico II'), per quel che riguarda le analisi geostatistiche;
- la Dr.ssa Claudia Vitone, per il contributo alla comprensione della mesostruttura e del comportamento meccanico della formazione argillosa;
- la Dr.ssa Francesca Pacor (INGV, Milano), quale coordinatrice del Progetto S3, ed il Dr. Antonio Rovelli (INGV, Roma), per gli spunti rivolti all'interpretazione dei segnali sismici;
- i Proff. Alessandro Guerricchio (Università della Calabria) e Riccardo Caputo (Università di Ferrara), nel merito della comprensione della complicata geologia del sito di studio;
- il Dr. Enrico Priolo ed il Dr. Peter Klin (OGS, Trieste), per l'apertura al confronto tra le mie simulazioni 2D e le loro 3D;
- il Prof. Angelo Masi ed il Dr. Marco Vona (Università della Basilicata), per la ricostruzione degli scenari di danno a partire dalle simulazioni numeriche, e per i preziosi consigli ed i dati che mi hanno fornito a riguardo del confronto tra simulazioni e danneggiamento;

- il Dr. Gualtiero Böhm ed Dr. Daniel Nieto (OGS, Trieste), per la possibilità di partecipare all'esecuzione delle tomografie sismiche;
- il Dr. Sergio Romano, per avermi messo a disposizione i risultati delle indagini sismiche sul complesso flyschoidale.

Ringrazio i miei colleghi ed amici geotecnici del Dipartimento di Difesa del Suolo dell'UniCal che hanno condiviso con me l'avventura del dottorato e della ricerca, per gli scambi di idee, per l'aiuto e per lo sprono durante questo periodo, il Dr. Antonio Costanzo ed il Dr. Renato Cosentini, gli Ingg. Raffaele De Fazio, Vincenzo Aiello e Giuseppe Tropeano; quest'ultimo merita un appunto particolare per il sostegno durante le fasi finali della stesura di questa tesi. Ringrazio tutti coloro che in Dipartimento hanno speso parte del loro tempo per scambiare con me parole cordiali, ed in special modo Daniela Fucilla per essersi fatta carico di tutte le incombenze amministrative, permettendomi di dedicarmi alla ricerca senza eccessive distrazioni. Ringrazio infine la mia famiglia che mi ha trasmesso la passione per lo studio ed educato ai valori dell'onestà intellettuale.